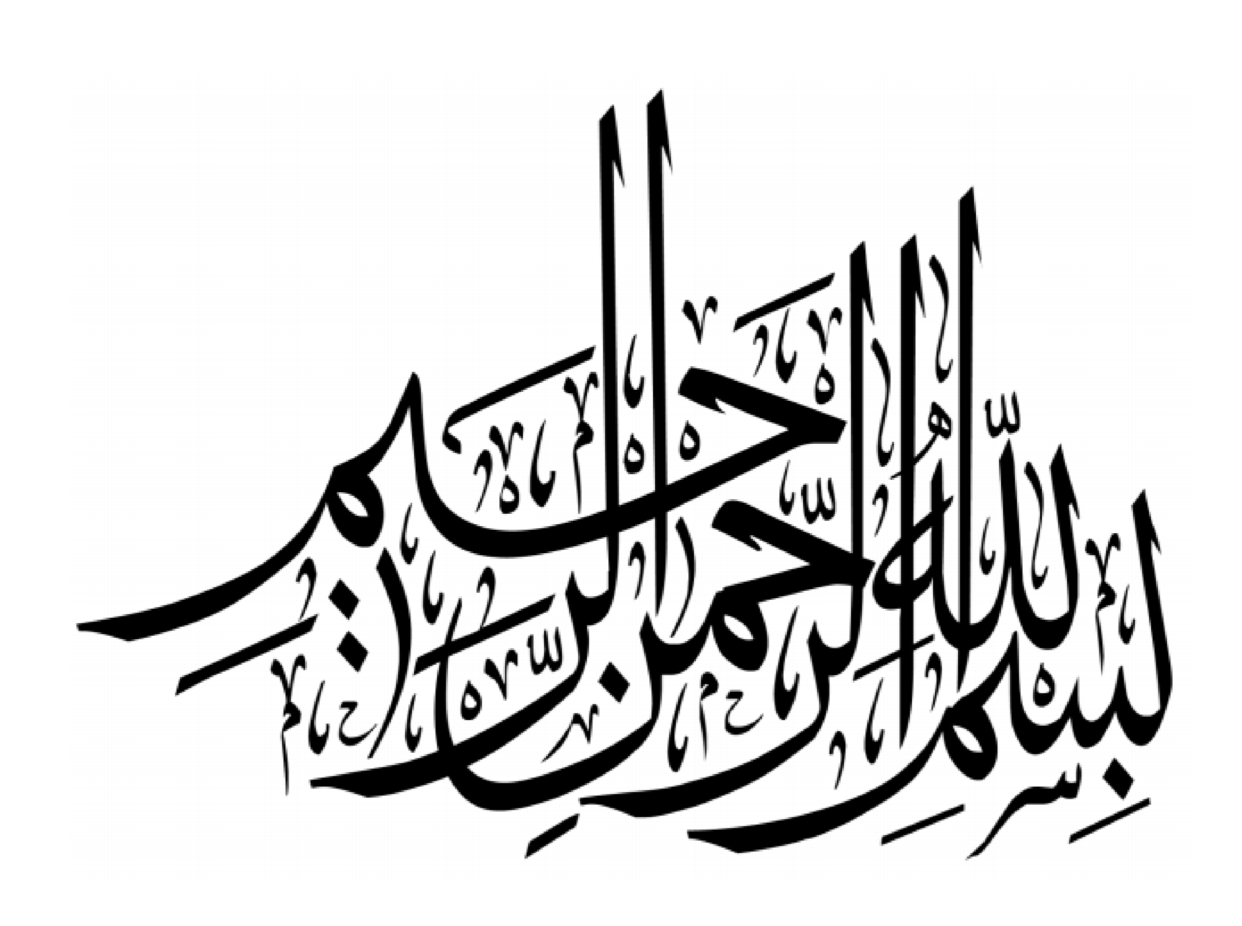

بسم الله الرحمن الرحيم

Dédicaces :

Je dédie ce travail

A mes chers parents Mr Bachir et Mme Erica en témoignage de ma reconnaissance pour leur amour, leur affection ainsi que leurs sacrifices qu'ils ont consentis pour mon éducation et ma formation.

A ma sœur Ilham et mon frère Abdelghafour, en témoignage de ma reconnaissance pour leur amour inconditionnel

A toute ma famille.

A ma meilleure amie Ghofrane, A la mémoire des bons moments et souvenirs qu'on a passé ensemble.

À tous ceux et celles qui m'ont marqué par un geste, un mot ou un état d'esprit

ELYAAGOUBI Maram

Dédicaces :

Je dédie ce travail

À mes chers parents Mme Khadija et Mr Abdeslam

A mes sœurs Aouane et Tounarouze, et mes frères Ziri, Mayour et Youba, en témoignage de ma reconnaissance pour leur amour inconditionnel

A toute ma famille avec tous mes sentiments de respect, d'amour, de gratitude et de reconnaissance pour tous les sacrifices déployés pour m'élever dignement et assurer mon éducation dans les meilleures conditions.

À tous mes amis et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

BEN BILAL ANNAZ

Remerciements

Au terme de ce projet de fin d'études que nous avons effectué au sein du bureau d'étude Pyramide ingénierie, nous voudrons remercier les personnes qui ont été d'un soutien sans exemple pour réaliser ce modeste travail.

Nous tenons tout particulièrement à remercier et à témoigner toute notre reconnaissance à M. Mouaâd KHELLA, notre encadrant externe à Pyramide, pour son accueil sympathique, son aide, sa disponibilité et ses conseils précieux.

Nous remercions également Mme Saadia AMGAAD, notre encadrant interne à l'EMI pour le sérieux de son suivi durant toute la période de stage ainsi que pour ses précisions.

D'une façon plus générale, nous remercions Mme. Nouzha LAMDOUAR professeur à l'EMI qui a bien voulu examiner ce travail en tant que Présidente du jury , et Mr Othmane HNIED professeur à l'EMI qui a bien accepté d'examiner ce travail en tant que Membre du Jury.

Que tous ceux, qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail, veuillent accepter nos sincères remerciements.

Qu'ils trouvent dans ce rapport le témoignage de notre estime et de notre reconnaissance

ملخص

يعرض هذا التقرير العمل المنجز في إطار مشروع نهاية الدراسة داخل مكتب الأبحاث (Pyramide Ingénierie) والذي يتناول دراسة عمارة من اثنين وعشرين طابقا باستعمال هيكل مختلط.

تهدف هذه الدراسة إلى اقتراح التصميم الأمثل للعناصر المختلطة وذلك بغية تبيان أهمية اعتماد بنية مختلطة مقارنة ببنيات أخرى، خصوصا الخرسانة المسلحة التي تم اعتمادها في التصميم الأولي للمبنى.

بعدما تم التعريف بالإطار العام للمشروع وأهدافه، قمنا باستنتاج الإكراهات التي تحدد التصميم وتعرفنا على الاختيارات المعتمدة في الدراسة السابقة الخاصة بالخرسانة المسلحة وذلك للتصرف تبعا لهذه الإكراهات.

قمنا بدراسة للعناصر البنيوية المتاحة لتركيب نظام بنيوي مختلط لاختيار الأنواع والمنتوجات المتوفرة في السوق التي تسمح بالتركيب الأمثل للبنية المدروسة بالبنية المختلطة التي تلائم إكراهات المشروع.

بعد أن تم تحديد تصميم معين، تم الشروع في دراسة أبعاد العناصر الهيكلية تبعا لنظام EUROCODE 4 لهذا الغرض قمنا باستعمال برامج حساب خاصة بالعوارض والأعمدة ABC , Aa3C و CYPECAD . التي تبينت نجاعتها في دراسة أبعاد الطوابق المحددة تبعا لأهدافها وأبعادها .

شكلت الأبعاد المحصل عليها أساس المقارنة مع الدراسة التي اعتمدت من طرف مكتب الدراسات الا وهي الخرسانة المسلحة، والتي سمحت لنا بالنسب المستنبطة تبيان البعد الاقتصادي للبنية المختلطة في ما يخص بعض حالات الأحمال والأطوال المحددة

Abstract

This report presents the work done in the final study project, conducted by the Pyramide Design Office, which consists of a study of a building of twenty-two floors using a mixed structure.

The purpose of this study is to provide an adequate and optimal design of the composite elements to justify the interest for the customer, to adopt the solution of mixed structure compared to other alternatives, namely reinforced concrete, the material whose structure was originally designed.

After identifying the general framework of the project and its objectives, we have deducted the constraints that govern the design and we have taken note of the choices made in the study previously carried out in the variant reinforced concrete.

To develop an optimal alternative composite structure, we made an overview of the structure available elements, from which we have selected the types and products available on the market which offers an optimal combination adapted to the specificities and constraints of the project design.

Once the design is fixed, it was a question of sizing the structural elements under the rules of Eurocode 4. To do this, we used the most useful computer softwares CYPECAD, ABC , A3C to calculate the dimensions composite beams and columns.

The dimensions obtained form the basis of a comparison with the variant used reinforced concrete where the ratios obtained allowed us to prove the economy of the mixed structure.

Résumé

Dans le cadre du projet de fin d'étude réalisé au sein du bureau d'étude Pyramide ingénierie, le travail effectué consiste à l'étude statique et dynamique de la variante mixte acier-béton pour la construction d'une tour hôtel Royale El MANSOUR à Casablanca r+22 avec 5 sous-sols.

L'objectif essentiel de cette étude est :

- L'évaluation de la rentabilité des constructions mixtes acier-béton et leurs domaines de compétitivité.
- La conception et le dimensionnement de la structure porteuse
- La vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet du vent et du séisme.
- L'étude comparative entre la variante béton armé et la variante mixte acier-béton pour la conception de la tour hôtel

Les éléments mixtes acier-béton ont été dimensionnés conformément au règlement européen EUROCODE4. Une application de calcul ABC (ArcelorMittal Beams Calculator) pour les Poutres et Poutrelles intégrées et A3C (ArcelorMittal-CTICM Columns Calculator) pour les poteaux est utilisée permettant d'automatiser les calculs et les rendre moins onéreux.

Pour optimiser les coûts et les matériaux, on a sélectionné les éléments structuraux les plus économiques et efficace disponibles sur le marché. Nous avons opté pour, les tôles du fournisseur Arcelor pour les dalles mixtes, les profilés en I et H pour les poutres et poteaux mixte, et le béton B25

Mots clés :

Construction mixte acier-béton. Eurocode 4. Poteaux mixtes. Poutres mixtes. Dalles mixtes. Solives. Grandes portées.

Table des matières :

Liste des figures :

Liste des tableaux :

Liste des annotations :

Aa : Aire de section transversale de l'acier de construction
Ac : Aire du béton
Ap : Aire efficace de la tôle d'acier tendue
As : Aire de section transversale de l'armature en acier
Av : Aire de cisaillement de l'élément en acier de construction
$beff$: Largeur participante
bm : Largeur participante de la charge concentrée
dp : Distance entre le dessus de la dalle et le centre de gravité de l'aire efficace de la tôle
Ea : Module d'élasticité ou module de Young de l'acier de construction
Ecm : Module sécant d'élasticité du béton
Es : Module d'élasticité longitudinale de l'acier d'armature
fck : Résistance caractéristique à la compression sur éprouvette cylindrique
fct : Résistance caractéristique à la traction sur éprouvette cylindrique
fsk : Limite d'élasticité caractéristique de l'acier d'armature
fu : Résistance à la rupture en traction
fy : Limite d'élasticité
fyp : Valeur nominale de la limite d'élasticité pour la tôle profilée en acier (EC4)
h : Hauteur hors tout de section transversale ; hauteur d'étage ; hauteur de bâtiment
ha : Hauteur de profil en acier de construction
hc : Épaisseur de la dalle au-dessus des nervures de la tôle profilée en acier
hp : Hauteur de nervure de la tôle profilée en acier
ht : Épaisseur totale de la dalle
Iy, Iz : Moment d'inertie selon les axes yy et zz
$Mapl, Rd$:Valeur de calcul du moment résistant plastique de l'acier de construction seul
$Mply, Rd$: Valeur de calcul du moment résistant plastique de la section selon l'axe yy.
Msd : Valeur de calcul du moment fléchissant appliqué à l'élément.
My, Sd : Valeur de calcul du moment fléchissant selon l'axe yy appliqué à l'élément
Mz : Moment fléchissant selon zz
n : Coefficient d'équivalence
Ncr : Effort axial critique élastique
Npl, Rd : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute
NSd : Valeur de calcul de l'effort normal
r : Congé de raccordement
tf : Épaisseur de la semelle.
tw : Épaisseur d'âme.
Vpl, Rd : Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement de la section transversale.
Vpl, y, Rd : Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement de la section selon l'axe yy.
Vsd :Valeur de calcul de l'effort tranchant appliqué sur l'élément.
χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.
χd : Rapport de compression pour la résistance des éléments.
χn : Rapport de compression pour la résistance des éléments.
γa : Coefficient partiel de sécurité pour l'acier de construction.
γc : Coefficient partiel de sécurité pour le béton.
γs : Coefficient partiel de sécurité pour l'acier d'armature.
λ : Élancement de l'élément pour le mode de flambement approprié.
μ : Coefficient d'interaction N-M.
μd : Coefficient d'interaction N-M.
μk : Coefficient d'interaction N-M.
τ : Contrainte de cisaillement.

Introduction :

Les structures mixtes acier-béton, associant des matériaux de qualités différentes mais complémentaires, représentent une alternative intéressante en comparaison avec les techniques traditionnelles. Dans ces structures, le béton est mobilisé dans son domaine de préférence associé à sa bonne résistance en compression. L'acier remplit la fonction de résistance en traction. L'association du béton et de l'acier permet d'avoir des caractéristiques de résistance et de rigidité plus élevée.

Ainsi, les structures mixtes permettent de grandes portées et une indéniable flexibilité d'usage Subséquemment, ce type de structures commence à gagner de l'intérêt particulièrement dans la construction des grandes surfaces, d'unités industrielles et d'immeubles à grande hauteur.

En effet, de nombreuses réalisations témoignent des performances technologiques dont les structures mixtes sont capables, surtout dans des pays comme la Chine, l'Amérique et en Europe. Cependant, l'usage de ce principe structural n'est pas très répandu au Maroc, en raison, d'une part, du non familiarité avec les modalités de conception en structure mixte et d'autre part, du manque de données tangibles sur le coût des structures mixtes pour les projets de bâtiments. Ainsi, en l'absence d'études concrètes sur le sujet, les réticences à exploiter les potentialités des structures mixtes dans les grands projets réalisés au Maroc restent injustifiées. Ceci nous incite donc à poser la problématique suivante :

Dans quelle mesure la structure mixte reste avantageuse, et à quel prix peut-on bénéficier de ces atouts ?

Dans le cadre du travail de projet de fin d'étude effectué auprès du bureau d'étude Pyramide ingénierie , cette problématique s'avère être l'une des préoccupations majeures des maître d'ouvrage et des entreprises qui ont exprimé le besoin d'identifier l'apport de la structure mixte dans leurs projet, et de savoir s'il est judicieux, au futur, d'y porter plus d'intérêt.

Le présent rapport intitulé « **conception et dimensionnement d'un bâtiment multi-étage R+22 avec 5 sous-sols en variante mixte** » tente d'apporter une réponse claire à cette problématique pour laquelle il a été demandé, sous l'injonction du bureau d'étude Pyramide ingénierie, de traiter le cas de la tour hôtel RMC qui nous permettra d'étudier la solution mixte dans son domaine de compétitivité qui est les grandes portées, et nous rapprochera sur l'efficacité des constructions mixte dans les bâtiments multi-étages de grande hauteur .

L'objectif de ce projet de fin d'étude consiste donc à concevoir une solution en structure mixte, et de calculer les dimensions des éléments pour aboutir à une comparaison fiable avec le béton armé. Pour atteindre cet objectif, l'étude devra être menée selon une démarche claire et méthodique dont les principaux axes s'énoncent comme suit :

1. Nous présenterons le cadre général du projet et ses finalités, sans oublier de préciser les contraintes régissant la structure.
2. Une justification de la conception de la variante mixte sera élaborée en précisant que le choix des éléments mixtes permet de garantir un encombrement réduit ainsi que le franchissement de grandes portées.
3. Il sera question de dimensionner les éléments mixtes de la structure conformément au règlement de l'Eurocode 4. le était faite par trois manière un Calcul manuel, calcul par application ABC et A3C, et calcul par Logiciel CYPACAD

En dernier lieu, un métré estimatif de la structure mixte sera élaboré pour les deux cas d'étude afin d'en déduire les ratios de coût, de poids et l'impact sur l'environnement et les comparer avec les autres variantes

Chapitre 1 : Présentation de projet

Ce chapitre a pour but de présenter le projet « reconstruction de l'hôtel royal Mansour » et le bureau d'étude chargé à sa réalisation.

1. présentation générale :

Il constitue l'un des projets novateurs qui ambitionne de positionner la ville de Casablanca dans le giron des grandes métropoles économiques et touristiques. Ce chantier est lancé par la compagnie des grands hôtels d'Afrique



Figure 1 : vue en perspective de la nouvelle tour RMC

Le nouveau bâtiment sera un IGH (Immeuble de Grande Hauteur) construit selon les meilleurs standards internationaux sachant que le maître d'ouvrage vise une triple certification environnementale.

Doté de plusieurs restaurants, d'un SPA et d'une piscine intérieure, le futur Royal Mansour se distinguera par une suite royale de plus 1.000 m² (la plus grande de tous les hôtels casablancais).

Les travaux de **démolition** et de reconstruction, qui devront durer près de quatre ans, ont été confiés au bureau d'études **Pyramide ingénierie** dans le cadre d'une mission OPC (ordonnancement, pilotage et coordination) incluant études et suivi des travaux.

Rappelons que le Royal Mansour Casablanca a arboré l'enseigne Le Méridien pendant près de vingt ans, soit depuis que le groupe hôtelier américain en a pris la gestion en 1997 jusqu'à l'arrivée à échéance, en octobre 2015, du contrat de gestion pour compte liant ce dernier à La Compagnie des Grands Hôtels d'Afrique.



Figure 2 : vue en perspective de l'ancienne RMC

Le gestionnaire hôtelier devra définir les niveaux des prestations, d'équipements et de finitions qu'il souhaite. Il pourra éventuellement redéfinir l'affectation des surfaces entre les différents éléments de l'hôtel. La classification de l'hôtel fera l'objet de discussion avec l'investisseur et le gestionnaire de projet.

2. Acteurs du projet :

Maître d'Ouvrage	**Compagnie des Grands Hôtels d'Afrique** 27, avenue de l'Armée Royale 20000 Casablanca - Maroc	Architecte	**Cabinet Karim CHAKOR** 10, rue Mehdi El Meniary, Méchouar 10000 Rabat - Maroc
Architecte d'Intérieur AXE INTERNATIONAL STUDIO	**AXE International Studio** CT 10 15 - Boulevard Ahl Loghlam Aïn Sebâa - BP 2569P - Casablanca Tél: +212.5.22.76.96.00 - Fax: +212.5.22 75 35 54	BE Architectural patrick genard & asociados	**Patrick Génard & Associados** Zamora 46 / 48, 5° 2a 08005 Barcelone - Espagne Tél: +34.93.511.14.60 - Fax: +34.93.511.14.61
BE Technique tpf	**TPF - Agence Ile de France** Centre d'Affaires - Bât B - 3, rue de la Renaissance 92160 Antony - France RABAT - Maroc Tél: +33.1.55.52.10.09 - Fax: +33.1.55.52.05.63	BE Technique tpf pyramide	**PYRAMIDE Ingénierie** 13, rue Al Achaâri, Agdal 10000 Rabat - Maroc Tél: +212.5.37.27.80.30 - Fax: +212.5.37.77.93.38
BE Sécurité Incendie SEPSI	**SEPSI** 16, avenue Michlifen - Appt 10 - Agdal 10000 Rabat - Maroc Tél: +212.5.37.72.93.18 - Fax: +212.5.37.66.06.29	Coordonateur SSI SOCOTEC	**SOCOTEC** 37, rue des Aït Ba-Amrane 20300 Casablanca - Maroc Tél: +212.5.22.40.13.60 à 62 - Fax: +212.5.22.40.44.18
BE Eclairage	Anoche Iluminación Arquitectónica Regás 3 08006 Barcelone, Espagne Tél: +34 93 241 79 30	Paysagiste LVEP LUIS VALLEJO	**Luis Vallejo Estudio de Paisajismo** Paseo de los Serbales, 4 - Urb. Ciudalcampo San Sebastian de los Reyes - 28707 - Madrid - Espagne Tél: +34.91.657.09.54 - Fax: +34.91.657.03.52
BE SPA	**Essence du Maroc** 5, avenue Lalla Meryem - Souissi 10170 Rabat - Maroc Tél: +212.5.38.00.00.03 - Fax: +212.5.38.00.00.04	BE Cuisine HACS Restauration	**HACS Restauration** 153, rue Jean-Baptiste Charcot 92400 Courbevole - France Tél: +33.1.41.25.75.06 - Fax: +33.
Bureau de Contrôle SOCOTEC	**SOCOTEC** 37, rue des Aït Ba-Amrane 20300 Casablanca - Maroc Tél: +212.5.22.40.13.60 à 62 - Fax: +212.5.22.40.44.18	AMO Environnement ALTO	**ALTO Eko** Imm MYR, Rue El Bassatines 20100 Casablanca
Laboratoire de sol مختبر العمومي للتجارب والدراسات LABORATOIRE PUBLIC D'ESSAIS ET D'ETUDES	**LPEE** km7, route d'El Jadida 20000 Casablanca - Maroc Tél: +212.5.22.48.87.87 - Fax: +212.5.22.25.06.44	OPC & ATMO ARTELIA	**Artelia Maroc** 15 rue Rhomara, La Pinède Souissi 10180 RABAT - Maroc Tél: +212.5.37.75.25.03 - Fax: +212.5.37.75.25.04

Figure 3 : l'ensemble des acteurs du projet

3. configuration du bâtiment :

3.1 Situation du projet **:**

Ce projet structurant a une valeur de symbole au regard de son implantation exceptionnelle. A proximité de l'ancienne médina, de la gare du train Casa Port et du quartier DERB OMAR Le projet se développe sur une emprise totale de 2495.67 m^2 et un périmètre de 200.95 m,

Le projet RMC se situe dans la wilaya de la région Casablanca –Settat, commune urbaine de Casablanca, préfecture des arrondissements casa-Anfa. Arrondissement Sidi Belyout

27 Avenue des FAR, Casablanca 20250



Figure 4 : la zone du projet par satellite



Figure 5 : localisation du projet par la carte

3.2 Dimension en plan et en élévation :

- *En plan :*

Les figures suivantes présentent la différente dimension en plan de 3 étages du bâtiment RMC que nous avons préoccupé une importance particulier dans notre et cela pour les raison suivantes

L'importance du sous-sol 5 réside dans l'existence des poteaux les plus chargé et les charges appliquées : le parking, le stockage et les locaux techniques (magazine, ateliers, housekeeping).

L'importance de l'étage courant réside dans sa forme géométrique irrégulière, son système de contreventement, et les charge appliquées : l'hébergement (chambres, housekeeping et de suite junior)

L'importance de l'étage r+19 réside dans les charges appliquées, sa forme géométrique irrégulier et il présente une des suites royales du bâtiment qui présente la plus grande suite des hôtels casablancaise

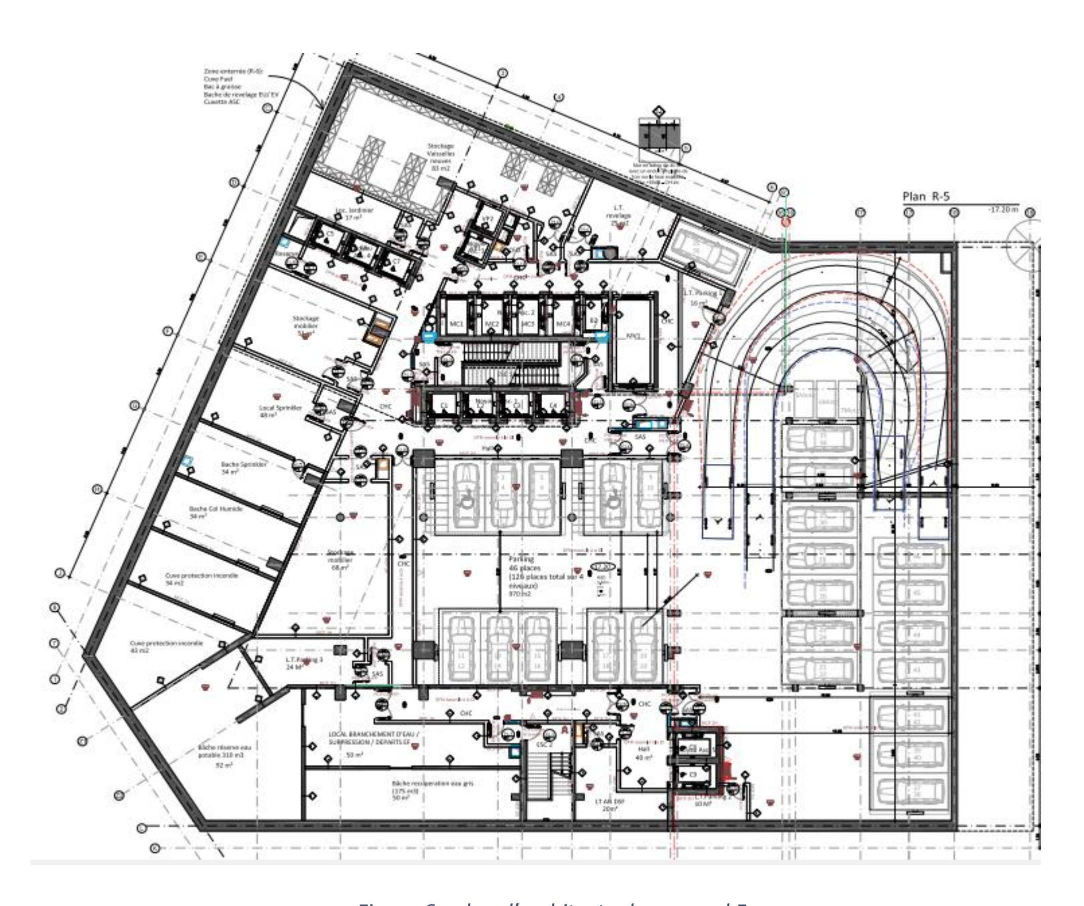


Figure 6 : plan d'architecte du sous-sol 5

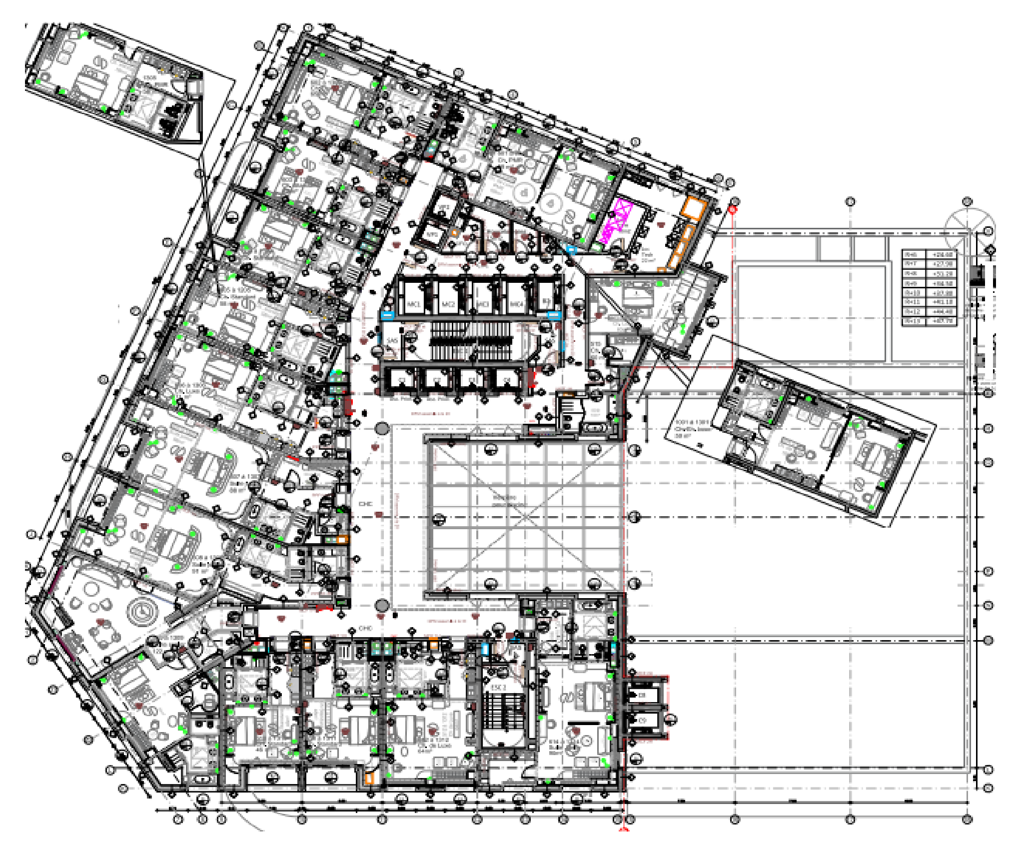


Figure 7 : plan d'architecte de l' ETC

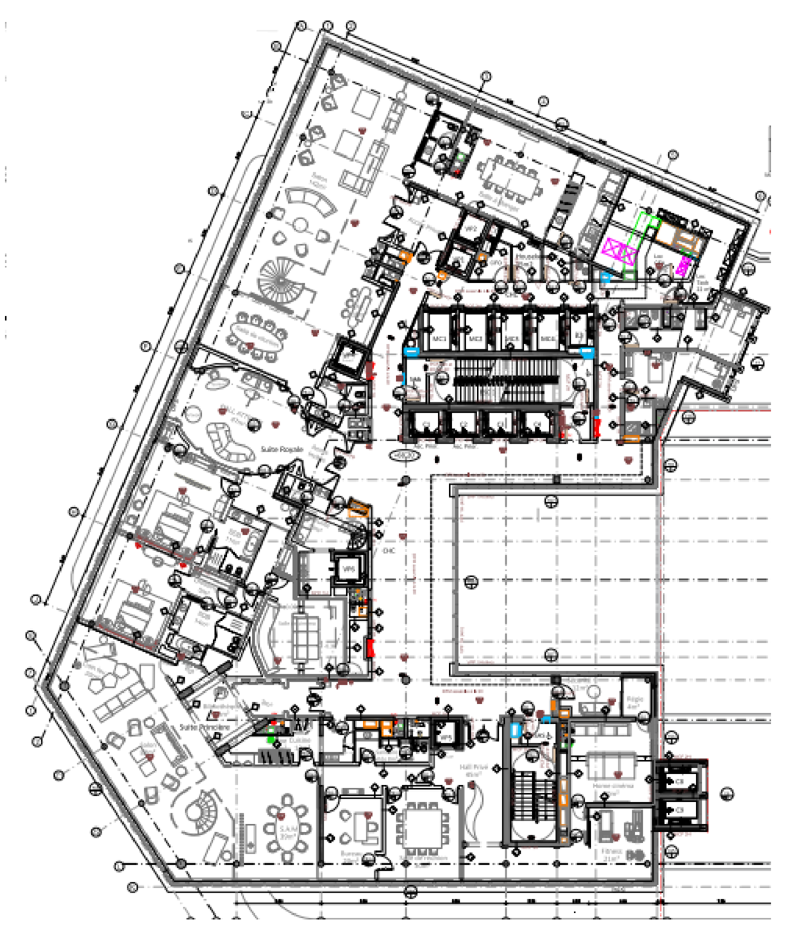


Figure 8 : plan d'architecte de l'étage R+1

- *En élévation :*

En élévation le bâtiment a les dimensions suivantes :

- Hauteur de bâtiment : $H = 99.75\ m.$
- Hauteur de RDC : $H_{RDC} = 5.2\ m$
- Hauteur de l'étage courant : $H_{etc} = 3.3\ m.$
- La hauteur sous-sol : $H_{ss} = 18.4\ m.$

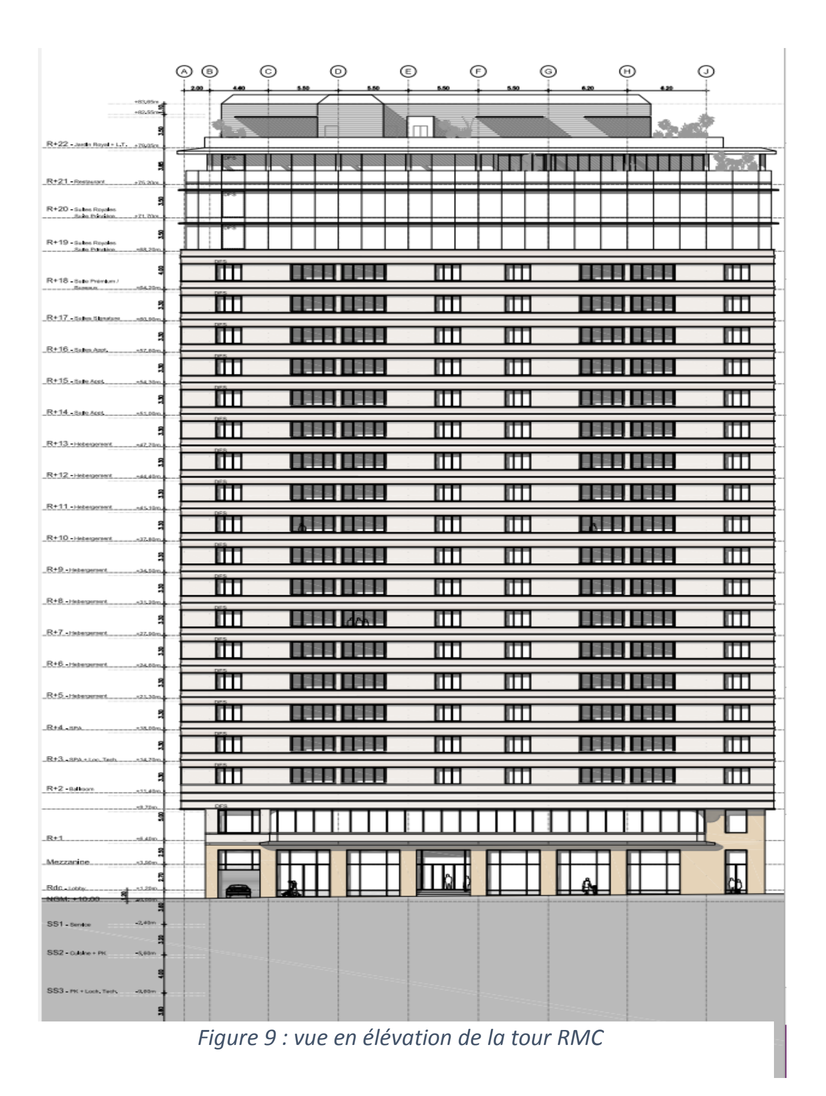


Figure 9 : vue en élévation de la tour RMC

3.3 Données géotechniques :

Les caractéristiques ci-dessous fournies par le rapport géotechnique

- Nature lithologique du sol d'assise : substratum schisteux.
- Ancrage minimal dans le sol d'assise : 0,60 m.
- Contrainte admissible du sol : 5 bars. A l'ELS.

3.4 Conception architecturale :

Le présent hôtel deviendra l'un des plus grands hôtels de Maroc vue qu'il y a une diversité de services qu'il offre.

Tel indiqué sur les plans d'architecte, l'hôtel ne garde pas la même morphologie en plan sur toute sa hauteur. Ainsi, chaque étage contient des différents endroits pour préoccupation

On commence par les sous-sols :

- R-5 SS5 jusqu'à R-3 SS3 : réserve une grande espace pour le parking et le reste pour le stockage et pour les locaux techniques (magazine, ateliers, housekeeping).

- R-2 SS2 : contient un espace de parking mais réduit, avec une grande préoccupation des cuisines.
- R-1 SS1 : différente des autres sous-sols, ne réserve pas d'espace de parking, mais plutôt il contient une salle de sport, des sanitaires, des salles de repos et des chambres pour les chauffeurs et un bar à vin.

Ensuite le rez-de-chaussée et la Mezzanine :

- RDC : juste à l'entrée il y a un hall d'accueil (lobby) et à coté il y a des vestiaires et un espace pour la réception et un autre pour les jardins et les patios.
- Mezzanine : c'est de double hauteur avec des ouvertures pour les jardins et les patios.

Enfin les étages :

- R+1 : ensemble des salles et des ouvertures,
- R+2 : plus que les salles, il y a un Ball room, hall, foyer et un office banquets.
- R+3 : une prolongation du Ball room en double hauteur, il existe aussi des locaux techniques et un Spa.
- R+4 : il y a des boutiques et des salles à différentes services et un Spa zone de femme.
- R+5 jusqu'à R+13 : consacré à l'hébergement (chambres, housekeeping et de suite junior)
- R+14 jusqu'à R+16 : c'est des suites d'appartements (salle à manger, salon, chambres, SDB).
- R+17 : c'est une suite signatures (salons, chambres, salles à manger).
- R+18 : c'est une suite prémium avec des bureaux et des salles de réunions.
- R+19 et R+20 : c'est une suite royale et princière avec des salles de réunions et de cinéma, des salons et de housekeeping et aussi un hall pour attente et une cuisine lounge.
- R+21 :il contient un VIP, un restaurant marocain avec cuisine, show cooking et un lounge avec sa terrasse.
- R+22 : contient un jardin royal avec piscines et un ensemble des locaux techniques, terrasse technique.

En plus de cette morphologie changeante d'autres contraintes s'ajoutent :

- Equipements techniques importants ;
- Nécessité d'espaces dégagés ;
- Présence de terrasse végétalisée de forte surcharge.

3.5 Variante Béton armé :

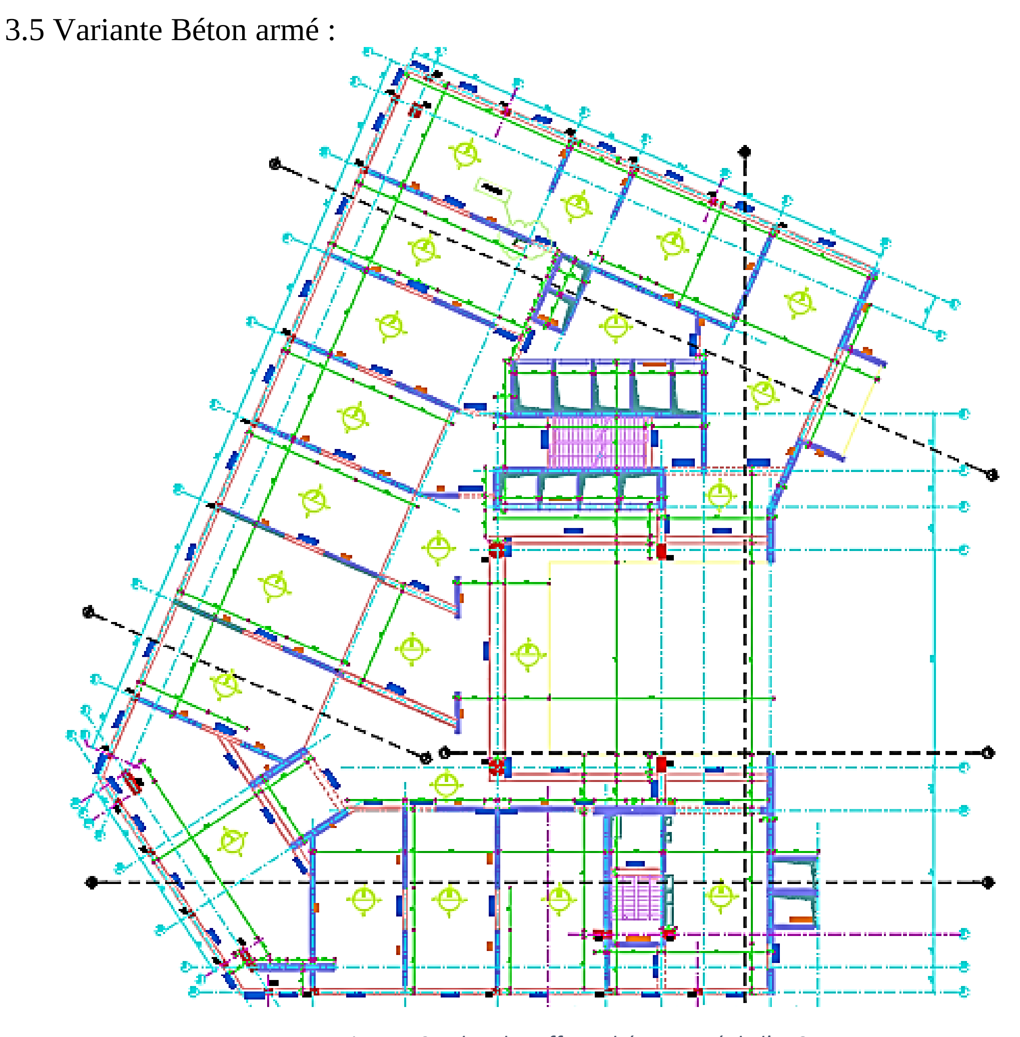


Figure 10 : plan de coffrage béton armé de l'ETC

Pour apporter une solution structurale qui puisse répondre à ces contraintes, une variante en béton armé a été étudiée par le bureau d'études dont les principales caractéristiques s'énoncent comme suit. :

Système de contreventement :

- Il est composé d'un noyau et de voiles en béton armé
- Portée maximale de poutre : 13 m.
- Hauteur maximale de poutre : 110 cm.
- Epaisseur maximal du voile est : 25 cm

Planchers utilisés :

- Dalles alvéolaires ;
- Dalles pleines ;
- Dalles en corps creux

Afin de pallier au limites de la variante en béton armé, notamment en matière de portée de poutre et d'épaisseur de plancher, nous allons étudier une variante en structure mixte.

Chapitre 2 : Conception et justification de la variante mixte.

1. Introduction à la construction mixte :

Les constructions mixtes sont courantes depuis environ 1950, au moment où elles ont été utilisées pour la construction de ponts aux États-Unis et dans plusieurs pays européens. Par la suite, leur emploi a été étendu aux bâtiments. La pratique actuelle dans les pays développés montre clairement que la construction mixte peut être compétitive, en termes de coût global, vis-à-vis tant des constructions en acier que des constructions en béton.

Un élément structural de construction est défini comme mixte acier-béton s'il associe les deux matériaux de manière à tirer le meilleur parti de cette association. L'idée de base est similaire à celle exploitée en béton armé. Toutefois, en construction mixte, la solidarisation entre les composants de la section constituée de deux matériaux différents n'est très généralement pas obtenue par adhérence (cas du béton armé) mais au moyen d'organes de **liaison**, appelés **connecteurs**. C'est cette connexion, troisième composant de la construction mixte, qui assure l'action composite d'une section faite de deux matériaux.

2. Principe de fonctionnement :

Dans les bâtiments, les planchers sont généralement réalisés en béton armé par des armatures en acier pour résister à la traction. Cependant lorsque les portées augmentent, il est plus économique de supporter la dalle par des poutres, plutôt que d'épaissir le plancher. Le réseau de poutres obtenu est, à son tour, soutenu par des poteaux.

Auparavant, il était usuel de dimensionner l'ossature pour reprendre seule l'ensemble des charges, mais depuis **les années 50**, il est devenu de plus en plus courant de connecter des dalles en béton à des poutres métalliques à l'aide de moyens mécaniques, le plus souvent **des goujons**. Ces derniers éliminent ou du moins réduisent le glissement à l'interface acier-béton de telle façon que la partie en béton et le profilé en acier travaillent concomitamment de manière à approcher le comportement d'une section monolithe.

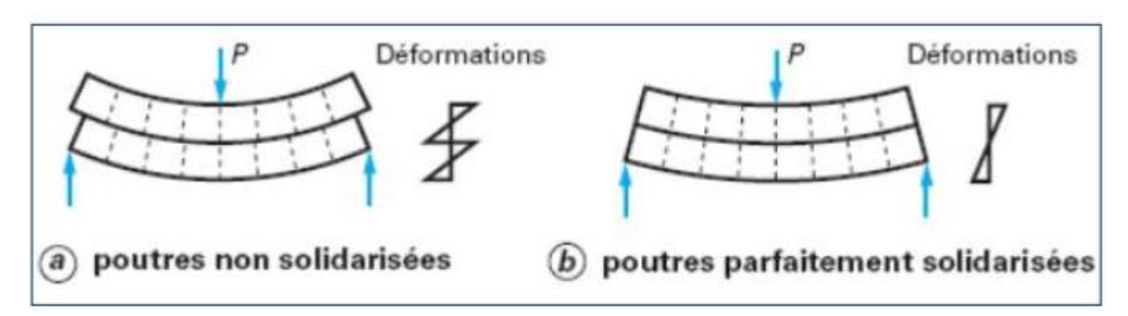


Figure 11 : effet de solidarisation entre deux poutres en flexion élastique

Un calcul élémentaire comparant les cas (a) et (b) montre que la solidarisation a pour effet de diviser les contraintes de flexion par 2 et les flèches par 4.

2.1 Critères de choix dans la conception -avantages et inconvénients

A priori, les variantes possibles pour la conception d'un bâtiment multi-étage peuvent varier d'une solution entièrement en béton armé ou entièrement métallique à une solution mixte acier-béton. Le choix d'une variante aux dépens d'une autre ne peut être fait qu'en énumérant une liste de critères qui permettrait d'orienter le choix vers la solution optimale en fonction des besoins spécifiques du projet.

2.1.1 Avantages

2.1.1.1 Les aspects architecturaux :

Les structures mixtes permettent de nombreuses variations architecturales pour combiner les différents types d'éléments mixtes.

En plus de réduire les dimensions des poutres, la construction mixte permet

- Des portées plus importantes
- Des dalles plus minces
- Des poteaux plus élancés

Et offre une grande flexibilité et de nombreuses possibilités lors de la conception.

Les structures mixtes s'adaptent aisément aux modifications susceptibles de se produire durant la vie d'un bâtiment. Cela est particulièrement le cas lorsque la dalle est en présence de structures en portiques. Il est alors toujours possible de créer une nouvelle cage d'escalier entre deux planchers en ajoutant simplement les poutres de renvoi nécessaires.

Les évolutions récentes dans les technologies informatiques, de communication et d'information ont montré l'importance d'être capable de modifier rapidement l'organisation des équipements d'un bâtiment. De plus, dans les bâtiments commerciaux ou en copropriété, il doit être possible de modifier les équipements sans occasionner d'inconvénient aux autres occupants. Pour résoudre ces problèmes, les ingénieurs doivent choisir entre plusieurs solutions.

Il y a généralement trois manières d'installer les équipements :

- Dans les faux-plafonds ;
- Dans un faux-plancher ;
- Dans des caissons situés le long des murs.

L'espace entre les semelles d'une poutre mixte constitue une zone idéale dans laquelle les équipements peuvent être installés.

- Les aspects économiques :

L'intérêt économique des structures mixtes provient de dimensions plus réduites (la rigidité plus élevée entraîne des flèches plus faibles, des portées plus grandes et des hauteurs totales réduites) et des délais d'exécution rapide.

Les rapports : portées sur hauteurs (l/h=35) des poutres sont faibles et peuvent présenter plusieurs avantages :

- La réduction des hauteurs permet de réduire la hauteur totale du bâtiment et permet dès lors une diminution de la surface des murs extérieurs.
- Les portées plus grandes pour des hauteurs identiques (par rapport aux autres méthodes de construction) permettent de réduire le nombre des poteaux par plancher ce qui offre plus de flexibilité.
- Pour une même hauteur totale de bâtiment, celui-ci peut présenter plus d'étages. Les structures mixtes sont simples à construire et présentent des temps de construction réduits :
- Économie de coûts suite à la réalisation plus rapide du bâtiment.
- Coûts de financement plus faibles.
- Prêt à l'emploi plus rapidement et donc revenu d'utilisation plus élevé.

2.1.1.2 Les aspects structuraux :

L'amélioration sensible de la résistance à l'incendie des éléments métalliques à l'aide de la présence du béton, de ce fait les éléments mixtes peuvent être utilisés sans protection à l'incendie.

Les constructions mixtes offrent une bonne flexibilité pour de futures transformations. Elles offrent plusieurs possibilités pour faire passer les équipements.

- Dans les faux plafonds
- Dans l'espace entre la retombée et la semelle inférieure d'une poutre mixte.
- Réduction du poids d'une structure métallique à chargement égal, d'autant plus forte que l'on tire parti de la continuité en flexion générale (redistribution des moments).
- Les éléments métalliques et même mixtes des structures mixtes sont fabriqués et contrôlés en usine, ce qui augmente la précision dans la construction.
- La collaboration acier-béton peut se traduire par une réduction du poids de la construction.
- Les éléments mixtes présentent une rigidité et une capacité de charge plus grandes qu'un élément métallique ou un élément en béton armé présentant les mémés dimensions.
- Augmentation de la rigidité en flexion des planchers, d'où la réduction des flèches et la possibilité de grandes portées.

2.1.1.3 Capacité portante :

La capacité portante d'un poteau peut être fortement augmentée en incorporant du béton entre les semelles d'un profilé en H. D'après la figure ci-dessous, pour différents poteaux ayant une longueur de flambement de 4 m et supportant la même charge ultime $N_{x,Sd} = 3000\ KN$, les dimensions de la section de poteau varient largement avec une section minimale pour un poteau mixte représentant près de la moitié de la section en béton armé (guide de calcul EC4, p. 33)

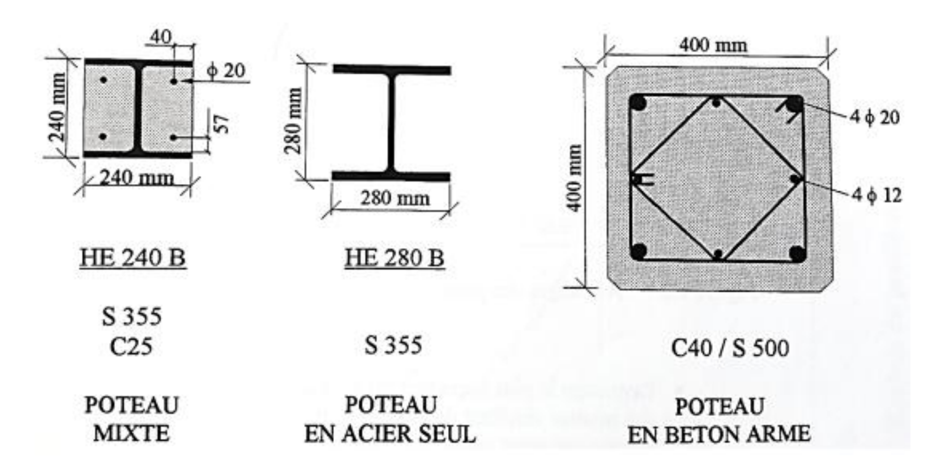


Figure 12 : comparaison des sections de différents poteaux soumis à un effort normale ultime Nxsd=3000KN

Concernant les poutres, une comparaison entre différentes sections en T d'épaisseur de dalle de 12 cm et soumises à un moment fléchissant $M_{y,Sd} = 800\ KN.m$ montre que la section mixte permet une retombée réduite de la poutre s'approchant du tiers de la retombée obtenue pour une poutre en béton armé (guide de calcul EC4, p. 34). La collaboration entre la dalle en béton

et le profilé en acier permet aussi une réduction significative des dimensions par rapport à un profilé en acier agissant seul. Cependant, le bétonnage entre les semelles du profilé métallique n'influence pas de manière significative les dimensions de la poutre mixte par rapport à une autre où l'âme n'est pas enrobée par du béton.

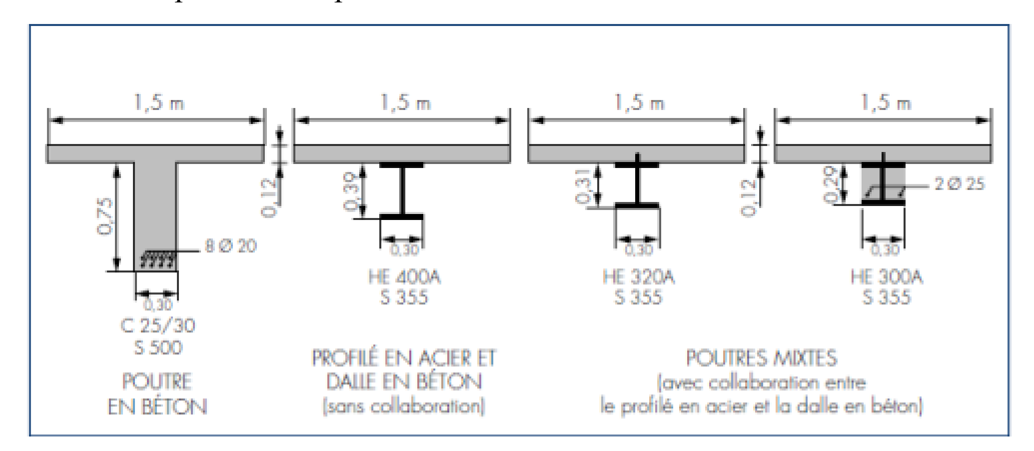


Figure 13 : comparaison de différents planchers avec un moment de flexion 800KN.m

Par ailleurs, plus la hauteur du profilé métallique est réduite, plus l'écart se creuse entre un profil en acier collaborant avec la dalle et un profil en acier sans collaboration avec la dalle. En effet, d'après la figure ci-dessous comparant le moment résistant de la section mixte M_{plRd} et du profilé en acier seul M_{aplRd}, la capacité portante des poutres mixtes par rapport au profilé métallique seul peut être augmentée de 1,5 à 2,5 sous les hypothèses suivantes :

- Hauteur de dalle : 130 mm ;
- Hauteur de la tôle profilée : 50 mm ;
- Classe de résistance du béton : C25/30 ;
- Nuance d'acier : S235 et S355 ;
- Profilés : IPE et HE jusqu'à une hauteur de 600 mm

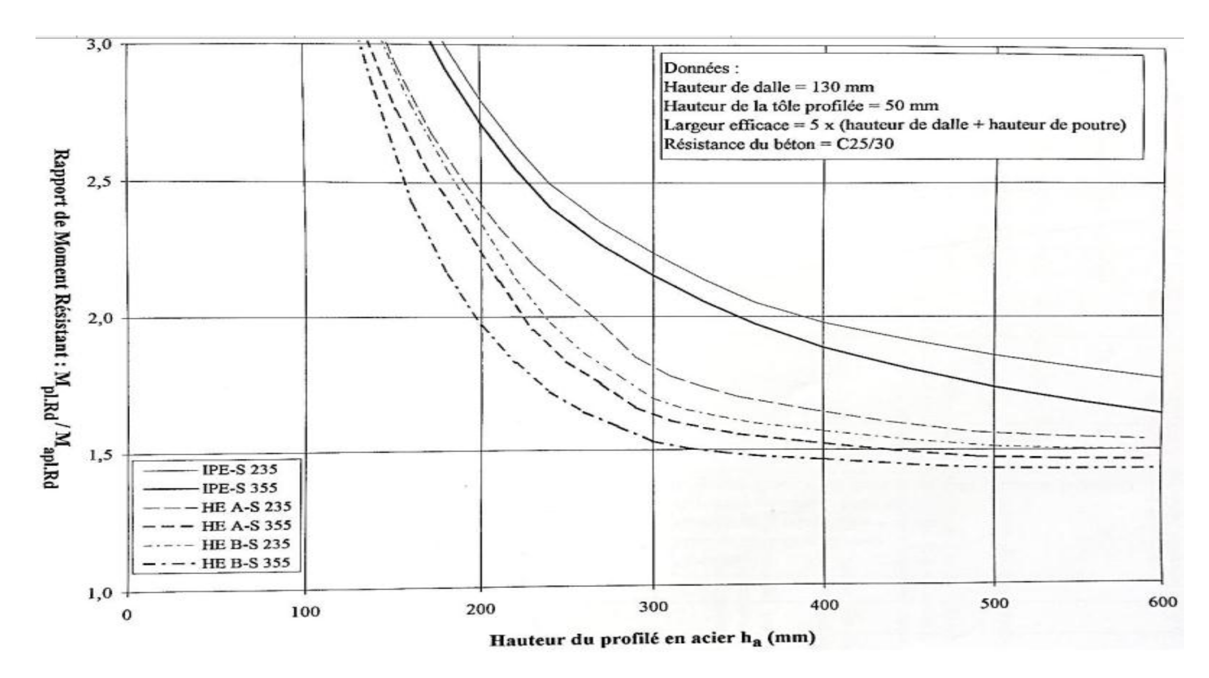


Figure 14 : rapport des moments résistants des sections mixtes et des sections en acier

2.1.1.4 Flèche :

De manière générale, l'augmentation de la rigidité permet une réduction de la flèche de la poutre.
D'après la figure ci-dessous comparant les moments d'inertie de sections mixtes Ic et de sections en acier Ia, le rapport Ic/Ia varie dans une plage de 2,5 à 7 montrant le fort potentiel des poutres mixtes en matière de réduction de la flèche, ceci sous les hypothèses suivantes :

- Hauteur de dalle : 130 mm ;
- Hauteur de la tôle profilée : 50 mm ;
- Coefficient d'équivalence n = 10 ;
- Nuance d'acier : S235 et S355 ;
- Profilés : IPE et HE jusqu'à une hauteur de 600 mm ;

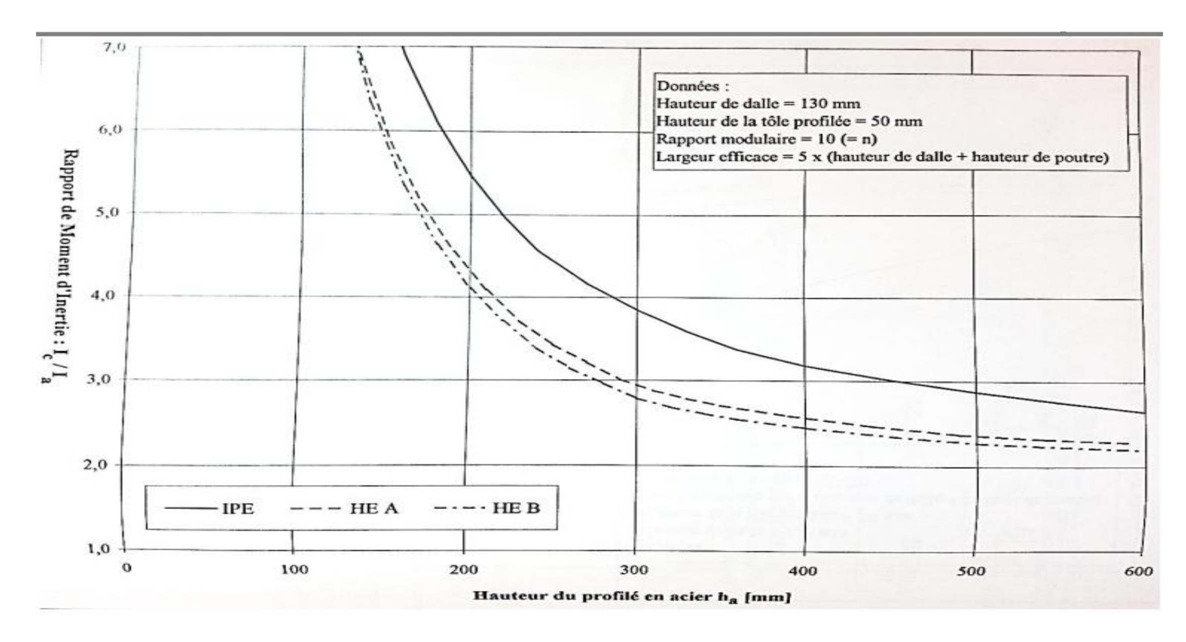


Figure 15 : rapport des moments d'inertie des sections mixte et des sections en acier

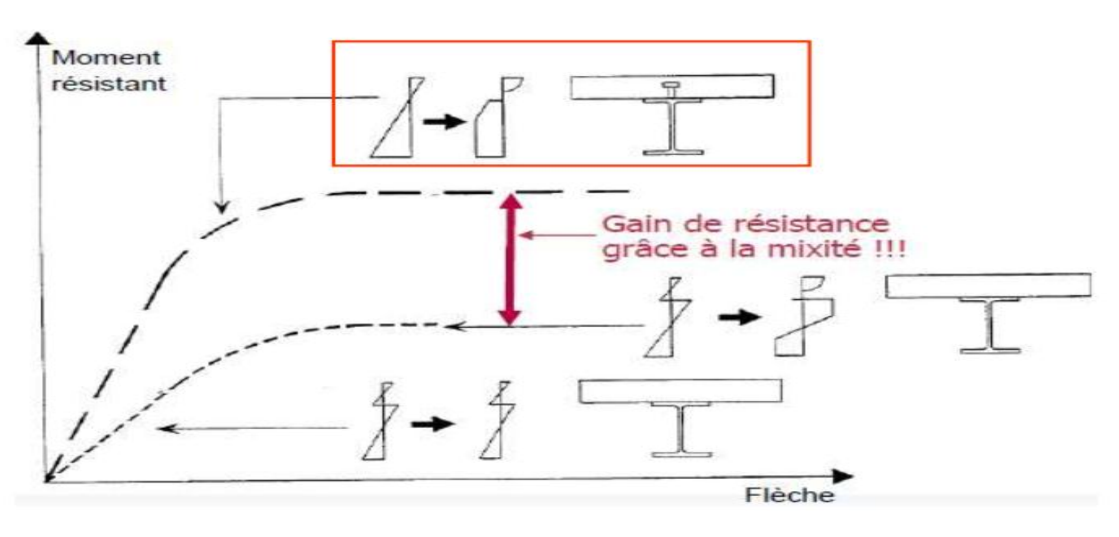


Figure 16 : représentation graphique du principe du moment résistant en fonction de la flèche

2.1.1.5 Résistance au feu

Les structures métalliques traditionnelles présentent des systèmes de protection au feu rapportés qui permettent d'isoler l'acier de la chaleur due à l'incendie. Les structures métalliques et mixtes actuelles peuvent présenter une résistance au feu en utilisant les principes des constructions en béton armé dans lesquelles le béton protège l'acier grâce à sa masse élevée et sa conductivité thermique relativement faible.

Tout comme les planchers mixtes qui peuvent résister au feu, les poutres mixtes peuvent également être utilisés sans protection des semelles mais avec un enrobage de béton armé entre les semelles. Ce béton ne sert pas uniquement à maintenir des températures relativement basses dans la semelle supérieure et dans l'âme mais également à apporter de la résistance flexionnelle compensant la perte de résistance de la semelle inférieure portée à haute température.

2.1.1.6 Résistance à la corrosion

La faible résistance à la corrosion étant l'un des principaux inconvénients de l'acier, des procédés coûteux de protection et d'entretien doivent être mis en œuvre pour lutter contre ce risque. Pour les sections entièrement enrobées, la présence du béton permet de protéger le profilé enrobé contre la corrosion.

2.1.1.7 Aspects constructifs

Les planchers mixtes sont maintenant la solution privilégiée pour une grande variété de structures car ils offrent aux concepteurs et aux clients les avantages suivants :

- Plate-forme de travail :

Avant le bétonnage, la tôle profilée constitue une plate-forme de travail sûre et qui permet d'accélérer le processus de construction d'autres éléments.

- Vitesse et simplicité de construction :

Les tôles profilées combinant une rigidité élevée et un faible poids rendent aisé le transport et le stockage du matériel sur chantier. Un camion est souvent capable de transporter jusqu'à 1500m² de plancher. Une équipe de quatre hommes peut installer 400m² de plancher par jour. Les panneaux sont légers et sont des éléments préfabriqués qui peuvent être aisément transportés et installés par deux ou trois hommes.

- Coffrage permanent :

La tôle profilée porte de poutre à poutre et sert de coffrage permanent au béton de façon que des étais provisoires ne sont généralement pas nécessaires. La tôle profilée est également une barrière efficace à la vapeur. La retombée de la poutre reste propre après le bétonnage et l'utilisation de tôles peintes peut donner un bon aspect au plafond mais la peinture peut causer des difficultés en cas de soudage des goujons à travers la tôle.

- Produits à la qualité contrôlée :

Les éléments métalliques des structures mixtes sont fabriqués et contrôlés en usine. Cela permet l'établissement de procédures de qualités strictes qui diminuent l'incertitude liée au travail sur chantier. Le résultat en est une précision de construction plus élevée.

2.1.2 Les inconvénients :

L'inconvénient principal de la construction mixte est la nécessité de la connexion au niveau de l'interface ce qui augmente le temps d'exécution et les dépenses.

La difficulté de réaliser des assemblages lorsque l'élément mixte est complètement enrobé (exemple semelle de la poutre enrobée).

Une méthode de construction légèrement plus compliquée par rapport aux méthodes traditionnelles et demande une main d'œuvre plus qualifiée.

Mais ces inconvénients sont rattrapés par le nombre important d'avantages déjà cités.

2.2 Typologie des éléments mixtes acier-béton

2.2.1 Eléments de connexion :

2.2.1.1 Rôle des connecteurs

Il existe une grande variété de connecteurs en construction mixte. Actuellement, les plus utilisés sont les goujons à tête (soudés électriquement avec un pistolet adéquat) et les cornières fabriquées par pliage à froid (et clouées avec un pistolet à cartouches). On utilise encore, mais assez rarement, des butées soudées (découpées dans des cornières ou des fers en T) :

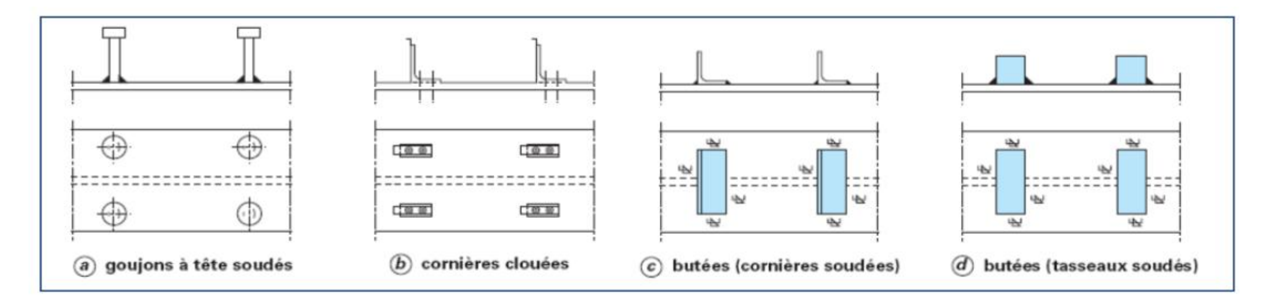


Figure 17 : types des connecteurs utilisés en bâtiment

Le rôle principal des connecteurs est de limiter le glissement (c'est-à-dire le déplacement relatif le long de l'interface) entre l'acier et le béton. Selon le nombre de connecteurs, on distinguera les cas de « connexion complète » et de « connexion partielle ».

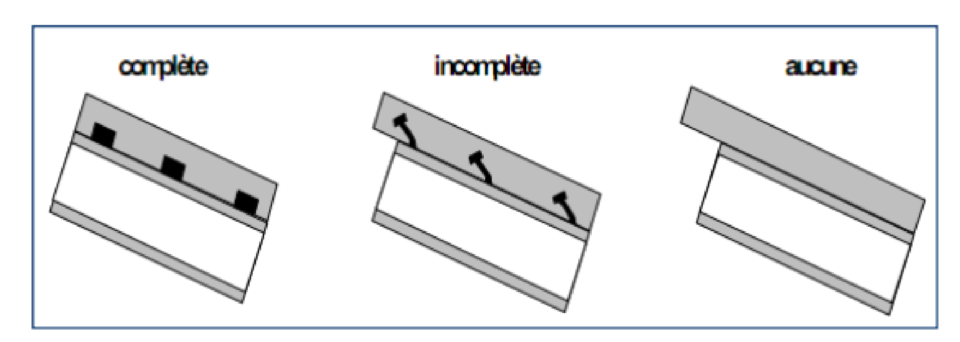


Figure 18 : types de connexion

Un autre rôle des connecteurs est de s'opposer à la séparation des deux matériaux (transversalement à leur interface). Il est satisfait facilement de par la forme des connecteurs (tête d'un goujon, sommet recourbé d'une cornière clouée) ou par l'adjonction d'un dispositif simple (filant traversant une cornière soudée, arceau soudé sur une butée).

2.2.1.2 Classification des connecteurs :

Figure 19 : élément de connexion

a) Selon le degré de connexion :

- Connexion complète :

On parle de connexion complète lorsque l'augmentation du nombre de connecteurs n'entraîne plus d'augmentation de la résistance à la flexion (Construction métallique et mixte acier-béton, calcul et dimensionnement selon les Eurocodes 3 et 4, 1996, p. 415).

La résistance à la flexion l'emporte sur la résistance au cisaillement longitudinal et devient donc dimensionnante pour la poutre.

- Connexion partielle :

On parle de connexion partielle lorsque la résistance ultime de la poutre mixte est limitée par la résistance de la liaison acier-béton. Autrement dit, il est possible de diminuer le nombre de connecteurs dans certaines limites lorsqu'une réserve de résistance plastique est disponible, ce qui est souvent le cas (Arcelor, p. 13).

L'inconvénient principal est de réduire la résistance et la rigidité des éléments connectés. Cependant, il n'est pas possible d'éviter la connexion partielle lorsque le plancher est construit avec des tôles profilées.

Le nombre de connecteurs fixés à la poutre en acier peut alors être limité par la restriction d'être capable de les placer dans les nervures de la tôle profilée en acier (ESDEP & APK, p.10).

b) Selon le niveau de ductilité :

La ductilité d'un connecteur se traduit par la capacité de déformation en glissement permettant de justifier ou non l'hypothèse d'un comportement plastique-parfait de la connexion en cisaillement (Construction métallique et mixte acier-béton, calcul et dimensionnement selon les Eurocodes 3 et 4,1996, p. 445). Selon la courbe « effort de cisaillement – glissement » déduite de l'essai *push-out*, on distingue deux types de connecteurs :

- Connecteurs **ductiles (1)** ;
- Connecteurs **non ductiles (2)**

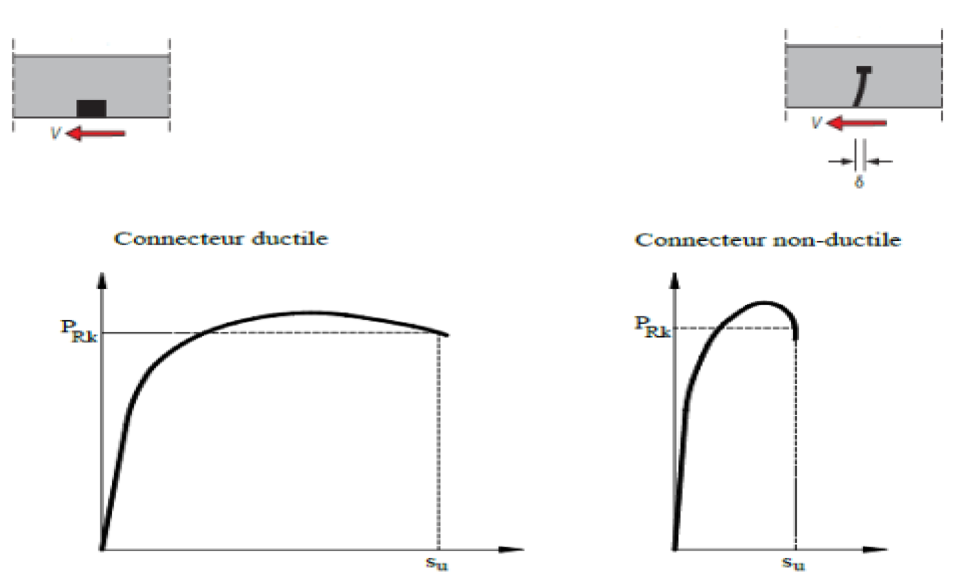


Figure 20 : effort de cisaillement - glissement

Le comportement d'un connecteur ductile est caractérisé par une grande rigidité à faible charge (en dessous des conditions de service) et de grandes déformations pour des charges plus élevées jusque-là ruine. Un tel comportement ductile permet la redistribution du cisaillement à l'interface acier-béton et permet le fonctionnement de la poutre en connexion partielle.
En plus, il est permis de distribuer les goujons de manière uniforme le long de la poutre entre les sections critiques (ESDEP & APK, p. 10).

D'après l'Eurocode 4, un connecteur est considéré comme ductile si :

- Le degré de connexion est supérieur au degré de connexion minimal stipulé par l'EC 4 pour les différentes portées de poutre et géométries des sections mixtes ;
- La capacité ultime de glissement su ≥ 6 mm.

2.2.1.3 Connecteurs utilisés en construction mixte :

a) Goujons à tête soudés **:**

Dimensions :

- Diamètre : 16 à 22 mm
- Hauteur : jusqu'à 250 mm

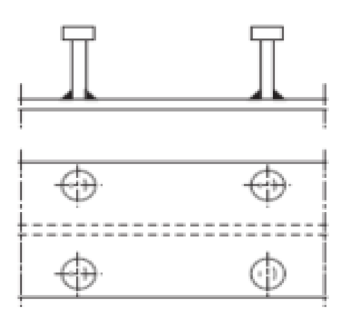


Figure 21 : goujons à tête soudés

Mise en œuvre :

Ils peuvent être soudés sur la semelle supérieure de manière semi-automatique :

- Soit directement à l'atelier ;
- Soit au travers des tôles profilées en acier sur le chantier

- utilisation :

ce sont les connecteurs les plus utilisés en construction mixte.

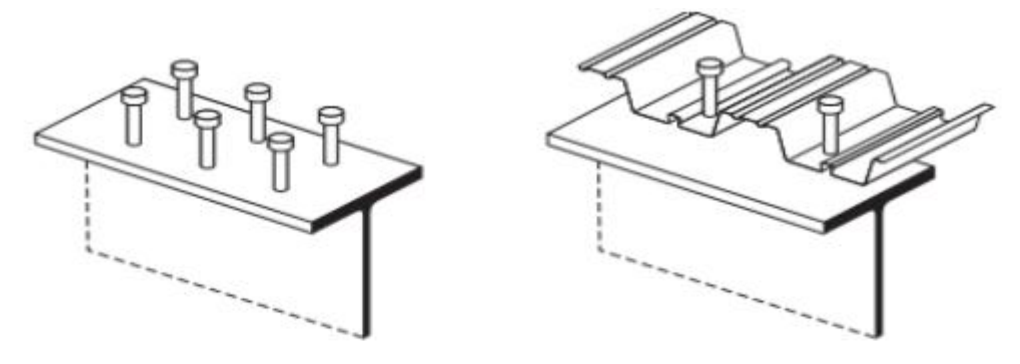


Figure 22 : goujons à tête (pour dalle pleine ou dalle mixte

Différentes longueurs et diamètre de goujon sont disponible sur le marché. Le goujou de diamètre 19mm est le plus courant . les goujons sont soudés au pistolet sur la face externe dela semelle , et/ou éventuallement sur l'ame , du profilé en acier lorsque celui-i est partiellement enrobé (béton présent entre les semelles) ; ils peuvent l'être au travers de la tôle profilée d'une dalle mixte pour autant que l'epaisseur de tôle n'exede pas 1.25mm , que l'épaisseur totale du revetement de zinc ne dépasse pas 0.03mm et que la face du profilé métallique acceuillant ces goujons soit exempte de peinture

✓ En présence d'une dalle pleine :

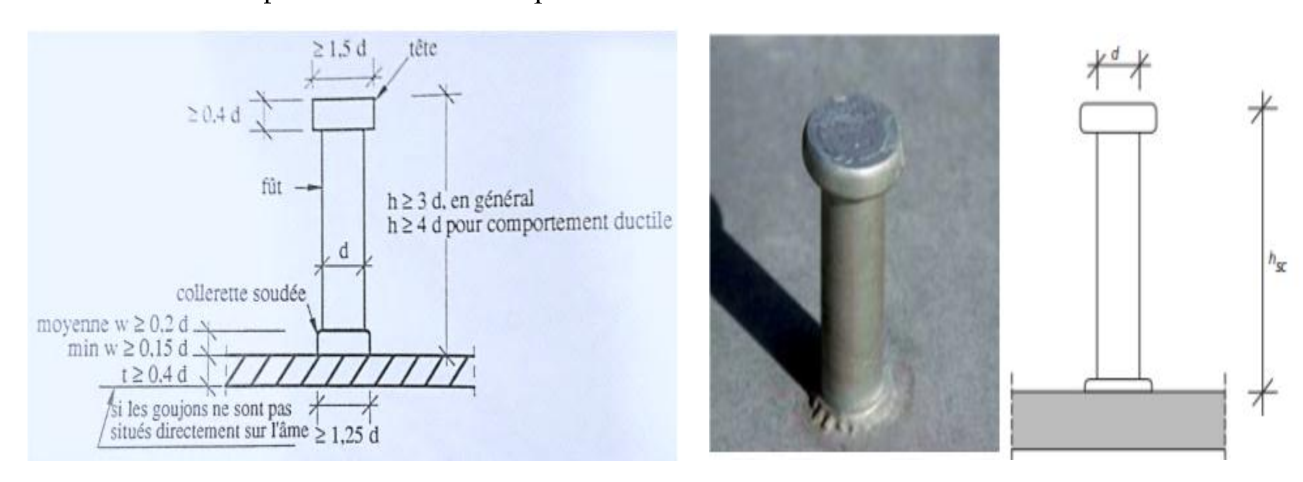


Figure 23 : dimension d'un goujon à tête soudée

- Ductilité

Selon l'Eurocode 4, le goujon est ductile si h ≥ 4d.

- Mentions particulières

Pour un diamètre de 19 mm et un béton normal B25, 3 à 6 goujons sont nécessaires par mètre carré de plancher (Planchers de bâtiments en construction métallique et mixte, p. 8)

- ✓ En présence d'une dalle mixte :

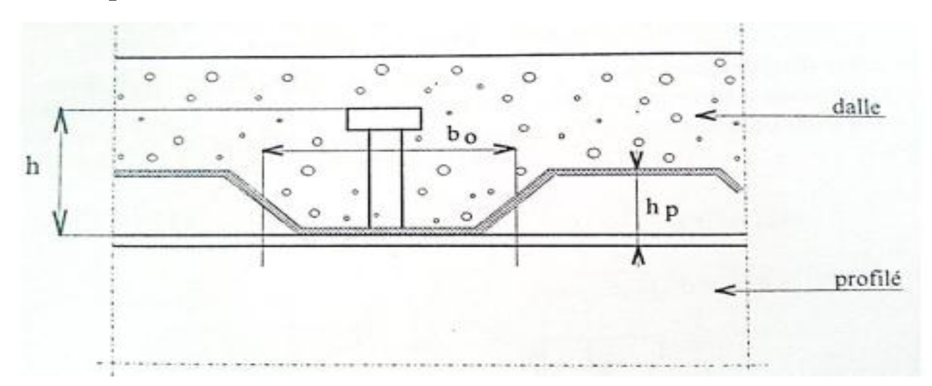


Figure 24 : goujon soudé avec dalle mixte

- Ductilité

Selon l'Eurocode 4, le goujon est ductile sans aucune restriction sur la hauteur. Le goujon doit juste présenter un débordement suffisant au-dessus des crêtes d'ondes.

- Mentions particulières

La résistance des goujons en dalle mixte est légèrement inférieure à ceux en dalle pleine en raison de moins bonnes conditions d'enrobage et de soudage des goujons (Construction métallique et mixte acier-béton, calcul et dimensionnement selon les Eurocodes 3 et 4, 1996, p. 448).

b) Cornière clouées

Dimensions :

Hauteur : 80 à 140 mm.**Mise en œuvre :**

Des pistolets spécifiques à cartouches sont utilisés au lieu de l'équipement spécial nécessaire pour réaliser le soudage complexe aux travers des tôles

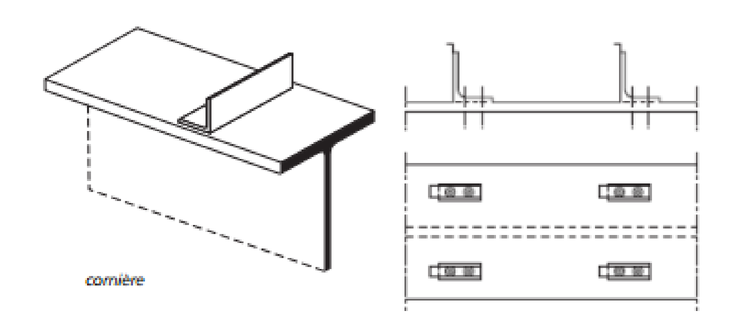


Figure 25 : les cornière clouées

- Utilisation

Elles sont employées de manière alternative lorsque des tôles profilées en acier sont utilisées et que la puissance électrique nécessaire n'est pas disponible sur le chantier.

- Ductilité

Les cornières clouées sont considérées ductiles (Construction métallique et mixte acier-béton, calcul et dimensionnement selon les Eurocodes 3 et 4, 1996, p. 446).

- Mentions particulières

Pour une hauteur de 100 à 110 mm et un béton normal B25, 8 à 12 cornières clouées sont nécessaires par mètre carré de plancher (Planchers de bâtiments en construction métallique et mixte, p. 8)

c) Butées :

Mise en œuvre :

Soudées sur la tôle, elles sont découpées au préalable dans des cornières ou des fers en T.

- Utilisation

Elles sont rarement utilisées.

- Ductilité

Selon l'Eurocode 4, les butées sont classées non ductiles

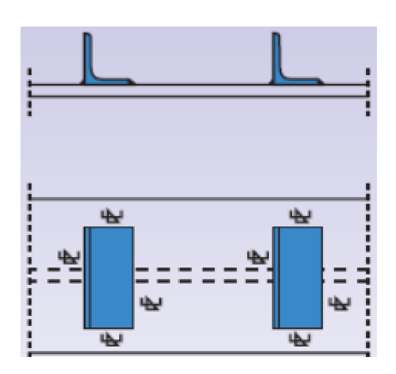


Figure 26 : les butées

d) Boulon HR :

Lors de l'utilisation d'éléments de dalles préfabriqués en béton, on a quelquefois utilisé des boulons à haute résistance agissant par frottement. On applique cela, par exemple, pour des constructions temporaires car la connexion pouvait être retirée ultérieurement (ESDEP & APK, p. 10). L'utilisation de ce type de connexion est envisageable si la main d'oeuvre coûte moins cher et l'accès à la technologie des goujons n'est pas aisé (coût, contrôle, maintenance matériel).

- Ductilité

Les boulons HR sont ductiles (Construction métallique et mixte acier-béton, calcul et dimensionnement selon les Eurocodes 3 et 4, 1996, p. 446).

- Mentions particulières

Les boulons HR peuvent être démontés.

2.2.1.4 Dimensionnement des connecteurs :

L'interaction des connecteurs avec les deux matériaux dépend du comportement et de la résistance de la connexion (relation entre force sollicitant le connecteur et le glissement de l'interface).

2.2.1.5 Rigidité et résistance de la connexion :

Un connecteur est dit souple ou ductile, s'il a la capacité de se déformer suffisamment pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique idéal de la connexion dans la structure considérée.

2.2.1.6 Répartition des connecteurs

L'effort rasant est un effort de cisaillement longitudinal que la connexion doit transférer à l'interface entre le béton et l'acier. Le nombre de connecteurs est directement proportionnel à la valeur de dimensionnement des efforts tranchants, il est déterminé par un calcul élastique.

Calcul élastique des efforts rasants, il est utilisé lorsque la résistance des sections est calculée élastiquement [classe de section 3 et 4], que ces soit pour des connecteurs souples ou non.

Efforts rasants dus au retrait (raccourcissement du béton au cours du temps) Le retrait crée des contraintes internes à la section, il est donc nécessaire d'évaluer le retrait libre, de procéder à la compatibilité des déformations et à l'équilibre des forces afin d'estimer ces contraintes.

Calcul plastique des efforts rasants, il est utilisé lorsque la résistance des sections est calculée plastiquement [classe de section 1 et 2], et ceci essentiellement pour des connecteurs souples. Types de calcul possibles pour une section mixte :

- Connexion totale, connecteurs souples
- Connexion partielle, connecteurs souples
- Connexion partielle, connecteurs non souples

2.2.2 Connexion dans les poteaux :

2.2.2.1 Transfert des charge vers le poteau :

Les poutres de plancher sont le plus souvent directement attachées sur l'élément métallique du poteau. Il convient alors d'assurer la transmission d'une partie des charges au béton armé. Ce transfert s'opère sur une longueur limitée à deux fois la dimension transversale du poteau. Le plus souvent on sera amené à ajouter dans cette zone quelques connecteurs pour assurer un transfert mécanique (Arcelor, p.24).

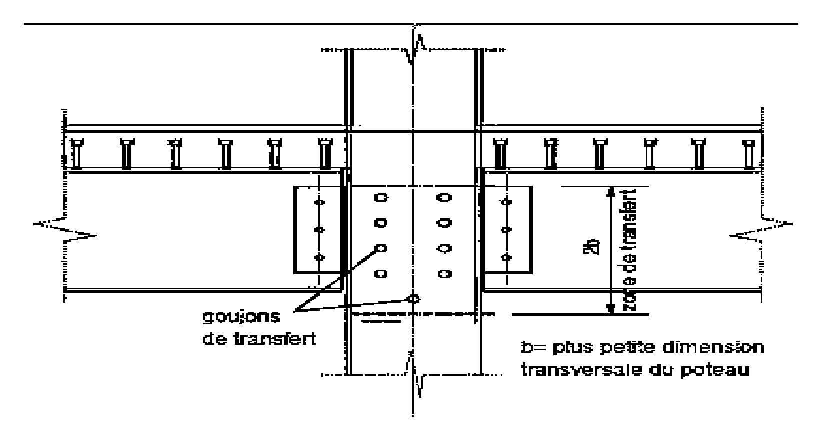


Figure 27 : schéma de transfert des charges vers le poteau

2.2.2.2 Résisatnce au cisaillement :

- **Poteaux entièrement enrobés :**

La résistance au cisaillement doit être assurée par les contraintes d'adhérence au niveau des surfaces de contact. La peinture des surfaces métalliques est à proscrire.

- **Poteaux partiellement enrobés :**

Les poteaux bétonnés entre les ailes doivent comporter impérativement une connexion mécanique minimale sur l'âme. Le type le plus courant est le suivant :

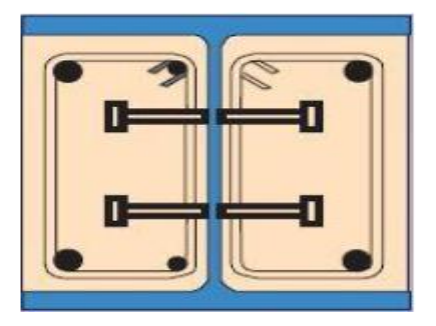


Figure 29 : étiers et connecteurs entrelacé

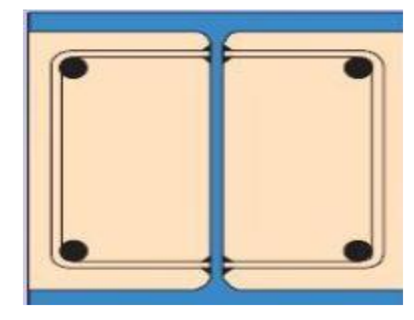


Figure 28 : étier soudés

2.2.3 dalle mixte :

2.2.3.1 composition de la dalle mixte :

Les dalles mixtes sont constituées de béton et de tôles d'acier nervurées. Les tôles profilées ont un rôle d'armature et de coffrage, L'adhérence entre béton et tôle est obtenue par des dispositions appropriées : bossages et embossages sur les parois de la tôle, trous poinçonnés, forme rentrante des ondes, connecteurs et écrasement partiel des ondes aux extrémités, etc. Autorisant une mise en œuvre rapide et économique. La face inférieure des tôles nervurées ne nécessite généralement aucune protection. Les dalles mixtes ont un degré coupe-feu de 30 min sans protection particulière. Une résistance supérieure peut être obtenue aisément et à faible coût par l'ajout de barres d'acier enrobées dans les nervures. Il en sera de même pour les dalles coulées avec un bac acier utilisé en coffrage perdu.

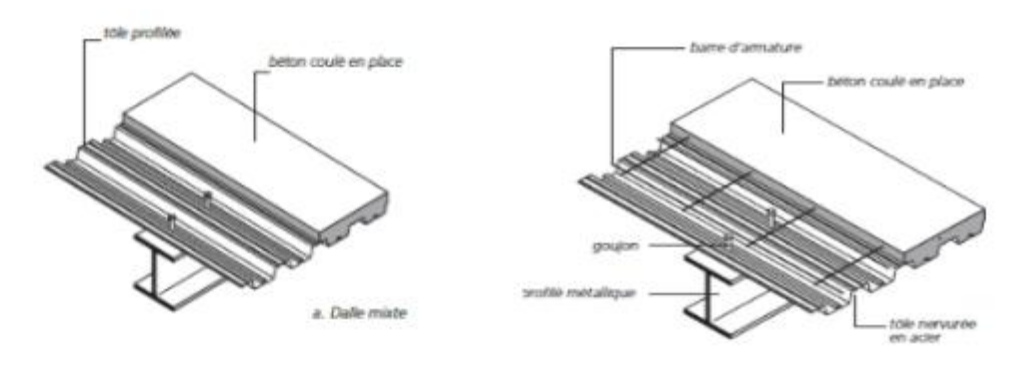


Figure 30 : configuration et utilisation d'une dalle mixte

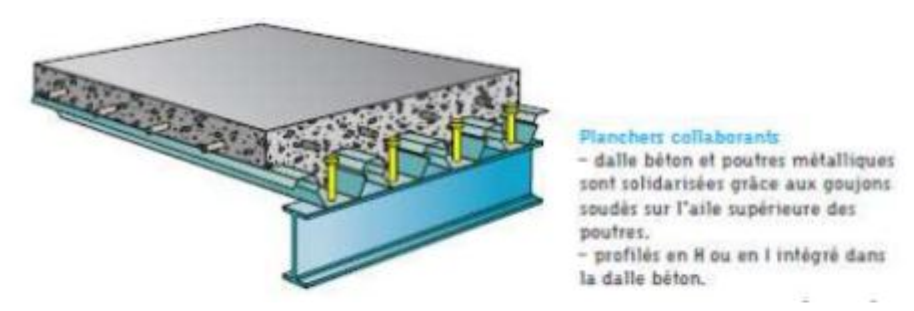


Figure 31 : plancher collaborant



Figure 32 : profilés noyés dans le béton

L'action composite entre la tôle profilée et le béton est obtenue par la mise en œuvre d'un ou plusieurs des phénomènes suivants :

- Friction, lorsque les nervures de la tôle sont de forme rentrante (nervure en queue d'aronde) ;
- Action mécanique procurée par les déformations des parois (indentations, bossages) ;
- Ancrage d'extrémité assuré soit par des goujons soudés au travers de la tôle.
- Soit par la déformation des nervures aux extrémités de la tôle profilée.

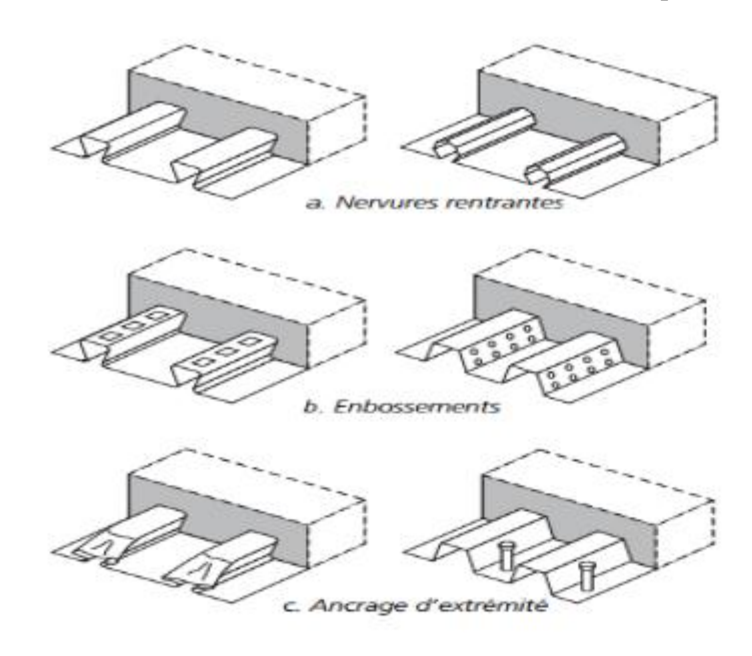


Figure 33 : formes typiques de liaisons dans les dalles mixtes

2.2.3.2 Dimensions des tôles

Une très grande variété de tôles profilées existe sur le marché(figure ci-dessous) . ces tôles se distinguent à la fois par leur forme , leur hauteur , l'entre-axe de leur nervures, le raidissage de leurs parois , leur mode de recouvrement entre tôles contigues et la manière dont l'action composite avec le béton est assurée.

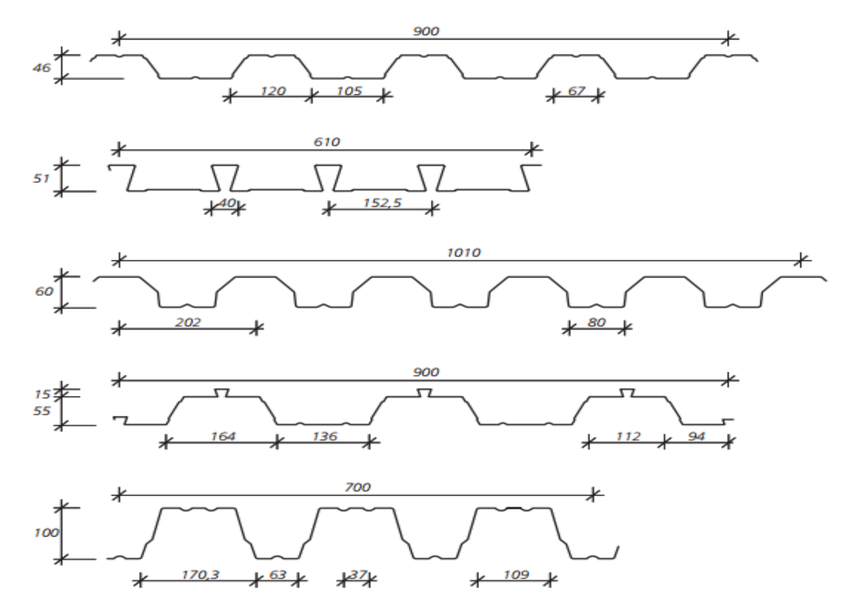


Figure 34 : quelques tôles profilées pour les dalles mixtes

Les épaisseurs de tôle varient de 0.75 à 1.5mm. Les épaisseurs les plus courantes varient entre 0.75 et 1.2 mm. Les hauteurs courantes de profil vont de 40 à 80 mm. Les tôles sont généralement protégées contre la corrosion, sur les deux faces, par une couche de zinc.

2.2.3.3 Caractéristiques géométriques des dalles mixtes

Nous présentons ci-dessous les caractéristiques géométriques des dalles mixtes :

- Hauteur de dalle : classiquement de 120 mm à 180 mm en fonction des exigences de la résistance au feu, de fonctions structurales ou autres.
- Portée de poutre : - 2,5 m à 3,5 m, en cas de platelage en acier non étayé, -3,5 m à 5,5m, en cas de platelage en acier étayé, avec un rapport porté de poutre / hauteur de poutre maximum $(L / (hp + hc))$ de 32 pour une dalle sur appuis simples

2.2.4 Poutres

2.2.4.1 Conception générale

Une poutre mixte comporte trois parties principales :

- Une partie en béton, se présentant habituellement sous la forme d'une semelle en béton à la partie supérieure de la section faisant partie de la largeur participante de la dalle.
- Un profilé en acier.

-Des connecteurs à l'interface acier-béton.

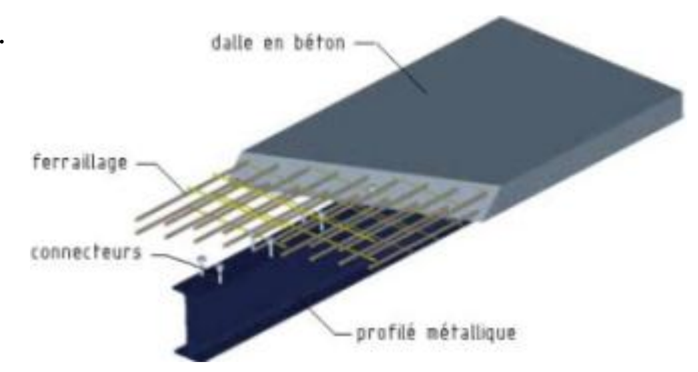


Figure 35 : schéma type d'une poutre mixte

2.2.4.2 Classification selon l'enrobage

- Profilé en acier non enrobé :

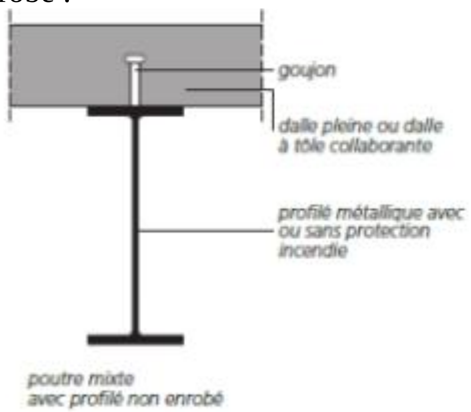


Figure 36 : schéma d'une poutre mixte avec profilé en acier enrobé

- Profilé en acier partiellement enrobé

L'enrobage de la poutre augmente (Construction métallique et mixte acier-béton, calcul et dimensionnement selon les Eurocodes 3 et 4, 1996) :

- Sa résistance au feu.

- Sa résistance au déversement et au voilement local.

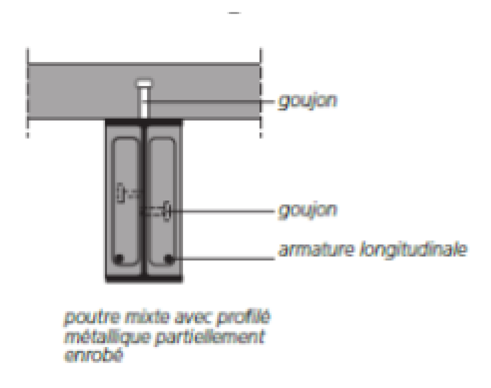


Figure 37 : exemple de la poutre partiellement enrobé

Le bétonnage entre les semelles n'est possible en pratique qu'à partir d'une largeur de profilé de 180 à 200 mm (Arcelor, p. 14), permettant encore la pose d'étriers dans le béton avec un recouvrement suffisant. Pour éviter une déformation des profilés sous le poids de béton frais, avant montage, on procède au remplissage de poutres au sol disposées sur des traverses rigides

et bien alignées, dont l'espacement n'est pas trop grand. Ce bétonnage au sol demande donc une livraison des pièces métalliques parachevées une semaine environ avant leur montage (Arcelor, p. 14). Il requiert aussi la disponibilité d'une aire de travail accessible à un engin de manutention.

2.2.4.3 Classification selon le type de profilé

- ✓ **Profils ouverts :**

Les profils les plus courants sont : IPE, HE et dans une moindre mesure UB et UC. Ils peuvent être obtenus de deux façons :

- Acier laminé à chaud, adapté pour une portée < 15 m ;
- Profil reconstitué soudé, adapté pour une portée > 15 m



Figure 38 : exemple d'une poutre mixte avec profilé ouvert

- ✓ **Profils fermes :**

Le type le plus courant de profils fermés est la poutre caisson

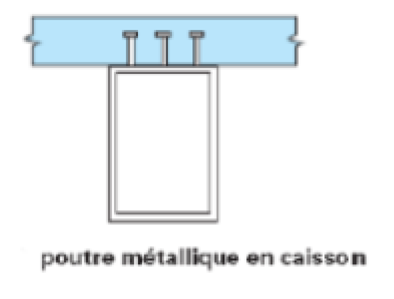


Figure 39 : exemple de la poutre mixte avec profilé creux

Remarque : L'ajout d'un renformis augmente l'excentricité de la dalle, ce qui a pour effet d'augmenter l'inertie de la poutre mais aussi l'encombrement (Construction métallique et mixte acier-béton, calcul et dimensionnement selon les Eurocodes 3 et 4, 1996).



Figure 40 : exemple de la poutre avec renformis

- ✓ **Coefficient d'équivalence**

Pour les bâtiments mixtes en général, on adopte un coefficient d'équivalence n = 13,8.

2.2.5 Poteaux

2.2.5.1 Généralité :

Un poteau mixte est composé d'un profilé essentiellement soumis à de la compression et enrobé de béton ou alors c'est un profilé creux rempli de béton.

En général, les poteaux mixtes sont :

- souvent préfabriqués.

- essentiellement employés pour la reprise d'un effort normal important avec une section d'aire relativement faible, le cisaillement longitudinal à l'interface acier – béton est plus faible que pour les poutres, même si les poteaux sont fléchis

- largement utilisés dans le cas de bâtiments élevés et par conséquent sensibles aux actions horizontales telles que le vent (augmenter la rigidité des poteaux et diminuer les déformations horizontales) ou les séismes (ductilité de l'acier est importante).

De plus, la présence de béton (à l'intérieur d'un profilé creux ou sur le profilé en I ou H) contribue à améliorer la résistance au feu de l'élément métallique, et la présence d'armatures longitudinales contribue à la résistance de la section du poteau mixte

Aussi, n'est-il pas nécessaire, en général, d'utiliser des connecteurs sur la partie courante de leur hauteur. Il en va différemment aux extrémités (en raison des efforts tranchants venant des poutres) où des connecteurs peuvent compléter la liaison par adhérence et frottement. (Aribert)

2.2.5.2 Flambement d'un poteau mixte acier-béton :

L'application des théories développées pour les profilés métalliques seuls est envisageable :

- Notion de coefficient d'élancement
- Prise en compte des imperfections d'un élément
- Courbes européennes de flambement comme support
- L'EC4 renvoi à la partie correspondante de l'EC3.

2.2.5.3 Classification des poteaux

Il existe principalement deux types de poteaux mixtes :

- Les poteaux enrobés de béton : totalement (Figure a) ou partiellement (figure b, c et d)
- Les poteaux remplis de béton (figure e, f et g)

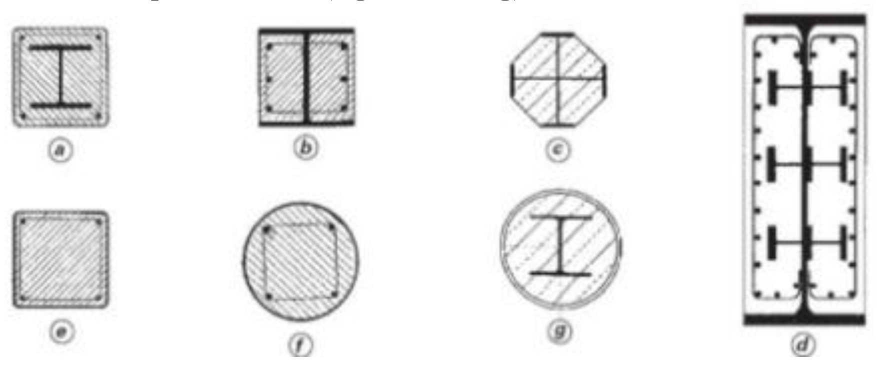


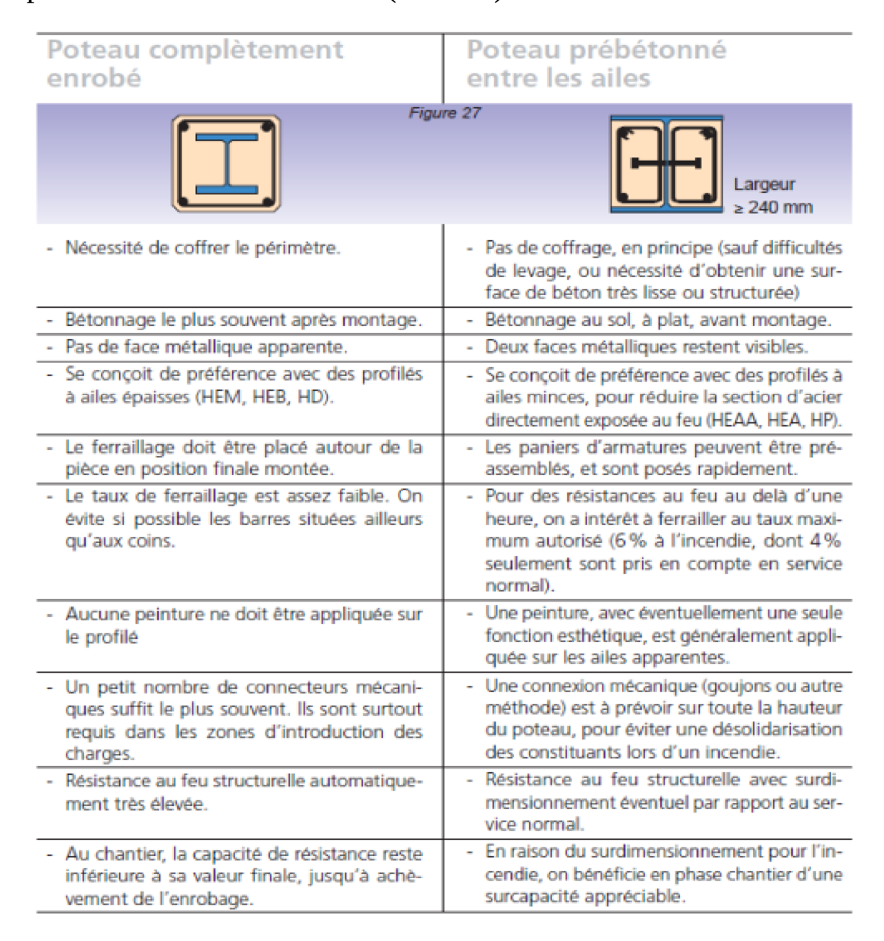
Figure 41 : types de poteau mixte

- ✓ **Poteaux creux remplies de béton**

Ils peuvent être circulaires ou rectangulaires. Le béton confiné à l'intérieur du profil voit sa résistance en compression augmenter et par conséquent, la résistance en compression du poteau également. (Construction métallique et mixte acier-béton, calcul et dimensionnement selon les Eurocodes3 et 4, 1996, p. 507)

- ✓ **Poteaux enrobés de béton**

Ci-dessous nous dressons un tableau comparatif des caractéristiques des deux types de poteaux enrobés : partiellement et totalement. (Arcelor).



Poteau complètement enrobé	Poteau prébétonné entre les ailes
- Nécessité de coffrer le périmètre.	- Pas de coffrage, en principe (sauf difficultés de levage, ou nécessité d'obtenir une surface de béton très lisse ou structurée)
- Bétonnage le plus souvent après montage.	- Bétonnage au sol, à plat, avant montage.
- Pas de face métallique apparente.	- Deux faces métalliques restent visibles.
- Se conçoit de préférence avec des profilés à ailes épaisses (HEM, HEB, HD).	- Se conçoit de préférence avec des profilés à ailes minces, pour réduire la section d'acier directement exposée au feu (HEAA, HEA, HP).
- Le ferraillage doit être placé autour de la pièce en position finale montée.	- Les paniers d'armatures peuvent être préassemblés, et sont posés rapidement.
- Le taux de ferraillage est assez faible. On évite si possible les barres situées ailleurs qu'aux coins.	- Pour des résistances au feu au delà d'une heure, on a intérêt à ferrailler au taux maximum autorisé (6 % à l'incendie, dont 4 % seulement sont pris en compte en service normal).
- Aucune peinture ne doit être appliquée sur le profilé	- Une peinture, avec éventuellement une seule fonction esthétique, est généralement appliquée sur les ailes apparentes.
- Un petit nombre de connecteurs mécaniques suffit le plus souvent. Ils sont surtout requis dans les zones d'introduction des charges.	- Une connexion mécanique (goujons ou autre méthode) est à prévoir sur toute la hauteur du poteau, pour éviter une désolidarisation des constituants lors d'un incendie.
- Résistance au feu structurelle automatiquement très élevée.	- Résistance au feu structurelle avec surdimensionnement éventuel par rapport au service normal.
- Au chantier, la capacité de résistance reste inférieure à sa valeur finale, jusqu'à achèvement de l'enrobage.	- En raison du surdimensionnement pour l'incendie, on bénéficie en phase chantier d'une surcapacité appréciable.

Tableau 1: comparaison entre poteau partiellement / totalement enrobé

2.3 Assemblages :

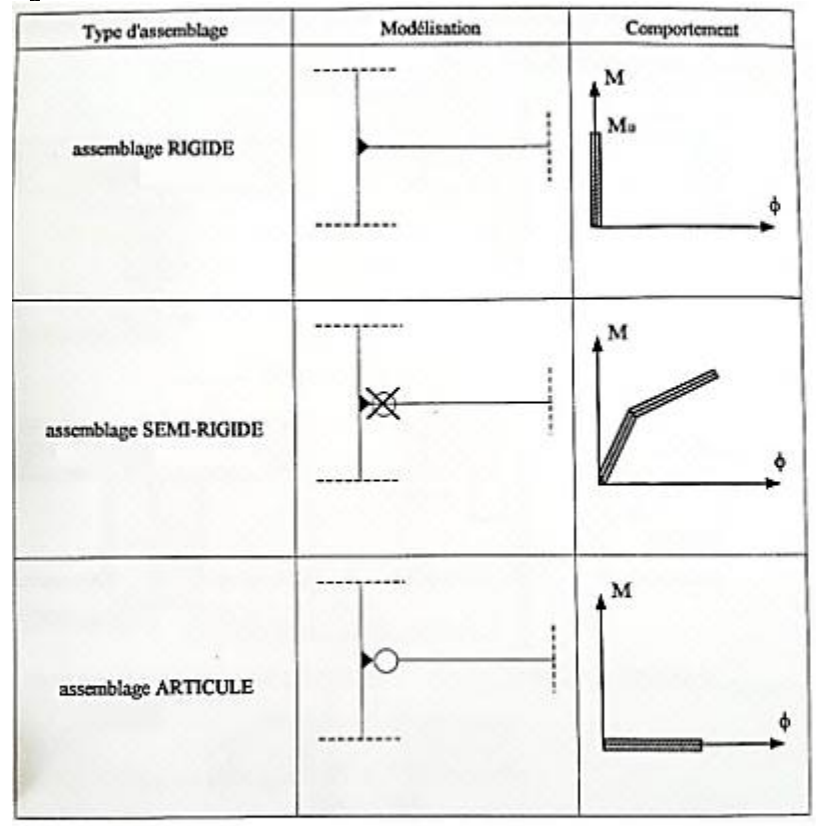
2.3.1 Définition :

Dans le domaine des bâtiments, les assemblages poutre-poteau jouent un rôle important, en particulier si les poutres mixtes sont continues. La distribution des efforts intérieurs le long d'une poutre mixte continue dépend des propriétés de ces assemblages. On peut concevoir ceux-ci de manière que la poutre se comporte pour ainsi dire comme simplement appuyée en stade d'exécution tandis qu'elle fonctionne en poutre continue en stade d'exploitation. Comme il n'est généralement pas souhaitable d'avoir des joints dans le plancher au droit des appuis intermédiaires des poutres mixtes, celles-ci sont normalement conçues pour offrir une continuité lorsque la construction est achevée.

2.3.2 Typologie des assemblages :

Selon le degré de rotation permis entre les éléments, on distingue (Manuel de calcul selon l'Eurocode 4 des bâtiments contreventés en ossature mixte acier-béton, 2000, p. 64; Manuel de calcul selon l'Eurocode 4 des bâtiments contreventés en ossature mixte acier-béton, 2000) :

- Les assemblages rigides ;
- Les assemblages semi-rigides ;
- Les assemblages articulés.



Type d'assemblage	Modélisation	Comportement
assemblage RIGIDE		M Mu ϕ
assemblage SEMI-RIGIDE		M ϕ
assemblage ARTICULE		M ϕ

Tableau 2 : types d'assemblage

Selon les éléments connectés, on distingue :

- Les assemblages poutre-poutre ;
- Les assemblages poutre-poteau.

2.3.3 Conception des assemblages

En raison de la grande variété de typologies d'assemblages, il est essentiel de choisir le type d'assemblage adéquat dès le début du projet (Aribert).

Des assemblages **semi-rigides et à résistance partielle**, de type poutre–poteau, avec des conceptions simples (mais une armature résistante et ductile), peuvent être utilisés dans les ossatures mixtes **semi – continues** où les actions horizontales sont reprises par un système de contreventement approprié (par ex. palée triangulée).

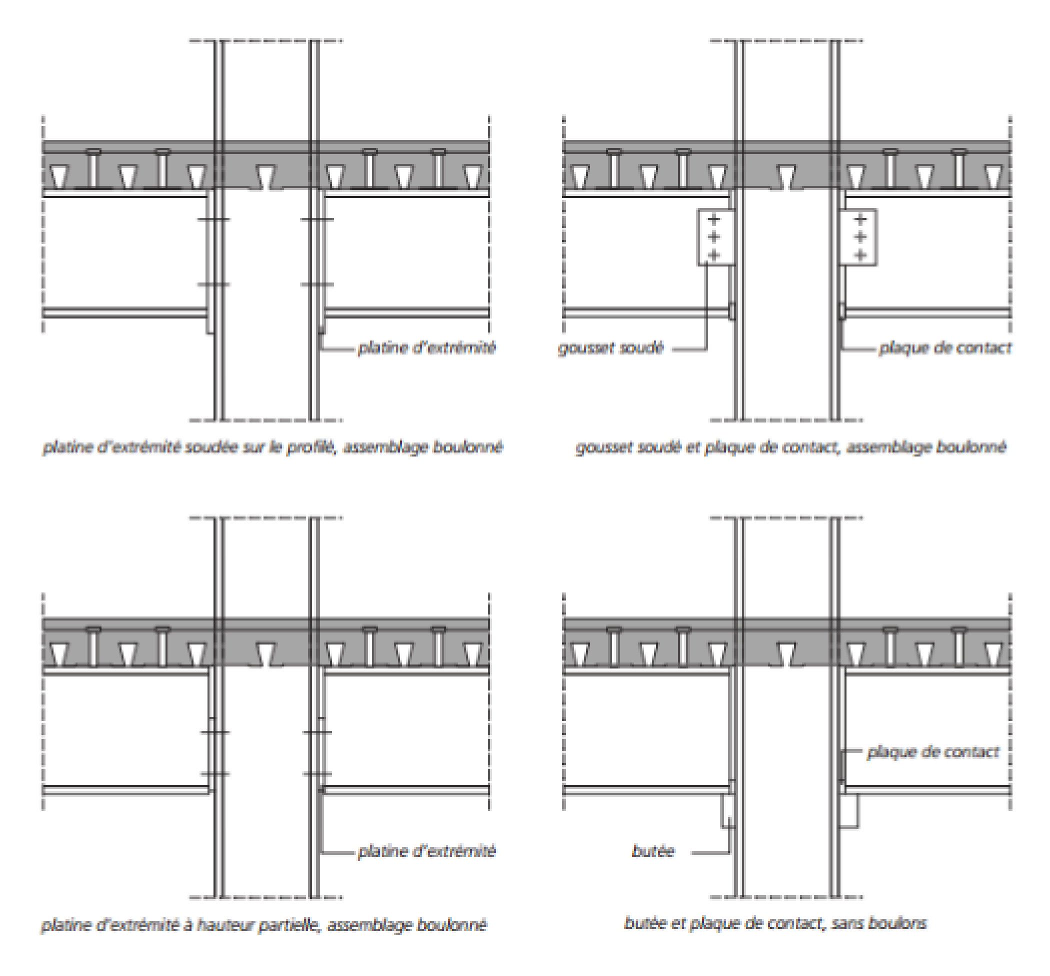


Figure 42 : quelques exemples d'assemblages poutre/ poteau en construction mixte

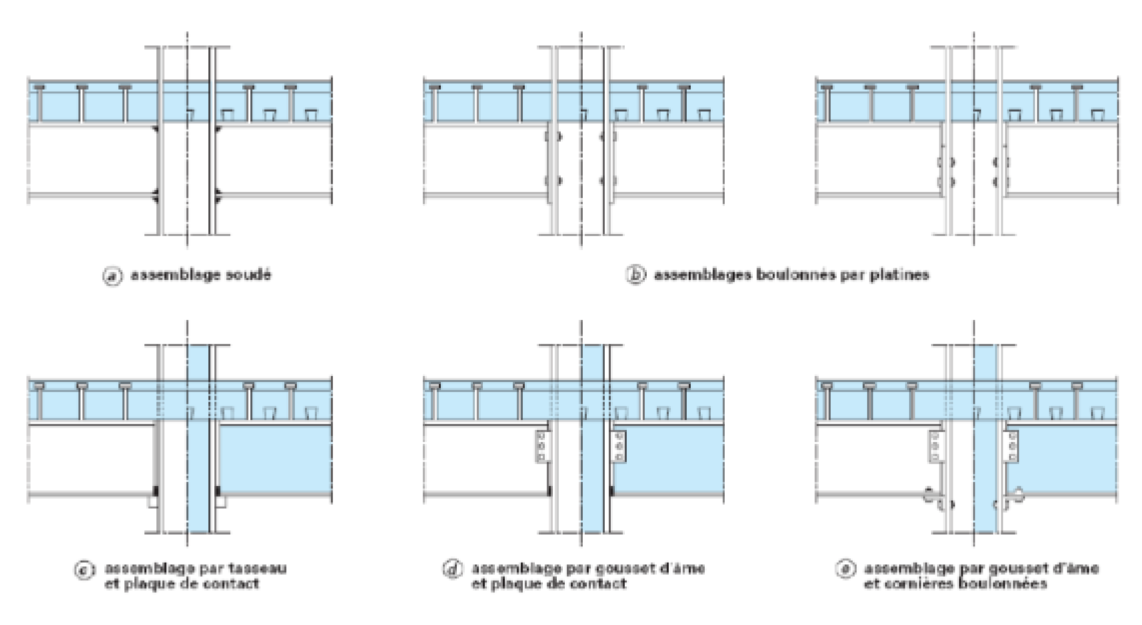


Figure 43 : assemblage de type poutre/poteau pour des ossatures mixtes semi-continues

Dans les ossatures mixtes **continues** fonctionnant en portique (sans système de contreventement), les assemblages de type poutre-poteau doivent être **rigides** et parfois même sur-résistants (par ex. en zones sismiques). Des dispositions constructives appropriées sont

nécessaires pour renforcer les assemblages (raidisseurs soudés, jarrets, enrobage à la fois de la poutre et du poteau par le béton armé, etc.).

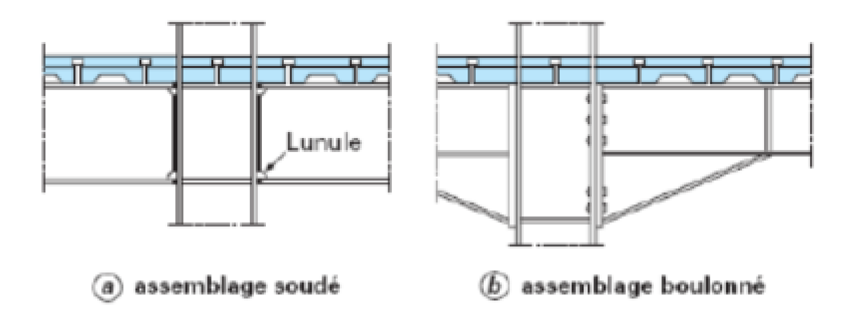


Figure 44 : assemblage mixte sur résistant (en zone mixte)

Au niveau d'un **plancher**, les assemblages de type poutre-poutre, entre solives et poutres principales, peuvent être réalisés avec de simples cornières d'âme boulonnées en échancrant éventuellement la partie supérieure de l'extrémité des solives. Si la poutre principale est partiellement enrobée de béton, on peut envisager une solution par bec d'appui supérieur (pièce métallique de forte épaisseur soudée sur l'aile supérieure de la solive).

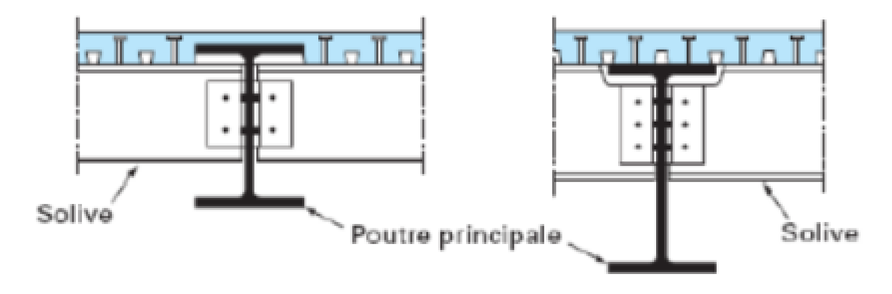


Figure 45 : assemblage de type poutre-poutre de plancher mixte

Dans la configuration de plancher présentée à la figure suivante, on peut tirer avantage d'une conception semi-rigide des assemblages entre les solives de rive et les ailes des poteaux. En revanche, les poutres principales, perpendiculaires à l'âme des poteaux, conduisent à des assemblages articulés.

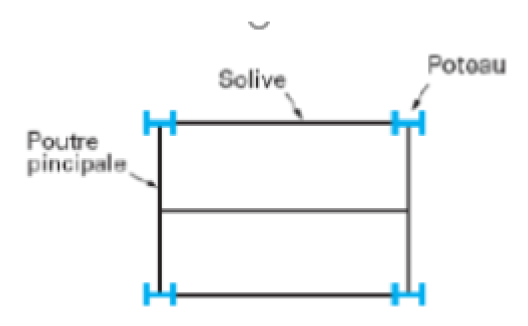


Figure 46 : plancher reposant sur des solives et poutres principales

Le tableau suivant résume les différents types d'assemblages à utiliser selon la modélisation de l'ossature (Construction métallique et mixte acier-béton, calcul et dimensionnement selon les Eurocodes 3 et 4, 1996).

Modélisation de l'ossature	Méthode d'analyse globale	Type d'assemblage
Réticulée	Isostatique (en flexion)	- Articulé
Continue	Elastique	- Rigide, en acier - Articulé - Rigide, mixte
	Rigide plastique	- A résistance complète, en acier - Articulé - A résistance complète, mixte
Semi-continue	Rigide plastique	Comme ci-dessus, pour la modélisation continue avec, en plus : - A résistance partielle, en acier - A résistance partielle, mixte

Tableau 3 : différents types d'assemblage

2.4 Variante retenue

Nous avons retenu dans notre projet, la variante mixte composée de :

- Poteau : mixte, totalement enrobé
- Poutre laminée à chaud
- Dalle mixte
- Les goujons comme connecteurs

En effet, le choix des variantes s'est opéré en se fixant des finalités de conception. Chaque finalité conditionne le choix d'un élément structural particulier (dalle, poutre, poteau)

3. Conception de l'ossature porteuse

3.1 Principes de conception

3.1.1 Recommandations générales

Pour les bâtiments résidentiels à plusieurs étages exigeant des plateaux libres, une ossature mixte acier-béton peut présenter un fort potentiel d'économie et de versatilité d'usage si les possibilités structurelles offertes par ce système d'ossature sont utilisées à bon escient et mises à profit des besoins du projet. Ainsi, à défaut d'une conception adéquate de l'ossature porteuse, il arrive que la solution en structure mixte soit rejetée par le concepteur aux premières étapes de dimensionnement en raison d'une mauvaise approche de conception la rendant non économique.

Les recommandations énoncées ci-après permettent d'aider le concepteur dans sa démarche pour les différents cas de figures qui peuvent se présenter. Ainsi, selon la destination de la surface d'un étage (logements, commerces, parking), les choix de conception diffèrent.

3.1.2 Surfaces résidentielles :

Dans les bâtiments résidentiels, les poutres sont souvent disposées en alignement avec les murs entre logements (murs de séparation). Les poteaux, quant à eux, sont généralement conçus pour s'adapter à l'épaisseur d'un mur de séparation lorsque cela est possible.

3.1.3 Surfaces commerciales :

Les options de structures pour les bâtiments commerciaux sont similaires à celles pour les bâtiments résidentiels en termes de contreventement et de stabilité. Cependant, elles diffèrent par les dimensions des trames ; les charges et les hauteurs de plancher à plancher sont plus élevées dans les bâtiments commerciaux, en plus des différences concernant les exigences spatiales et architecturales les dispositions. Les zones de planchers dans les bâtiments

commerciaux doivent intégrer les équipements techniques, et avec un système de plancher avec de longues portées et des poutres relativement hautes, il est important de considérer l'intégration des équipements techniques dans les planchers dès la conception.

3.1.4 Parking au sous-sol :

Les bâtiments résidentiels qui doivent accueillir un parking au niveau du sous-sol nécessiteront une trame de la structure compatible avec l'accès et l'aménagement des stationnements. Sinon, des poutres permettant un transfert de masse important peuvent être utilisées pour couvrir et assurer un espace libre de colonne sur la zone du parking, mais cette solution est coûteuse.

La disposition des aires de stationnement sera déterminée en partie par les modalités d'accès, que ce soit par l'avant, l'arrière ou le côté du bâtiment, mais aussi par le rayon de manœuvre et le champ de vision qui doivent aussi être pris en compte. Le choix d'une ou deux voies de circulation a aussi une influence majeure sur l'espace disponible. Généralement, les places de parkings doivent être situées sur les deux côtés d'un axe de circulation centrale. Quand les places de stationnement sont perpendiculaires

Aux murs de façade, le passage a normalement 6100 mm minimum de large, et les aires de stationnement ont entre 2400 et 2800 mm de largeur et 4800 à 5800 mm de longueur (les dimensions maximales représentent des places de taille relativement généreuse). La disposition typique d'un parking est montrée à la Figure ci-dessous.

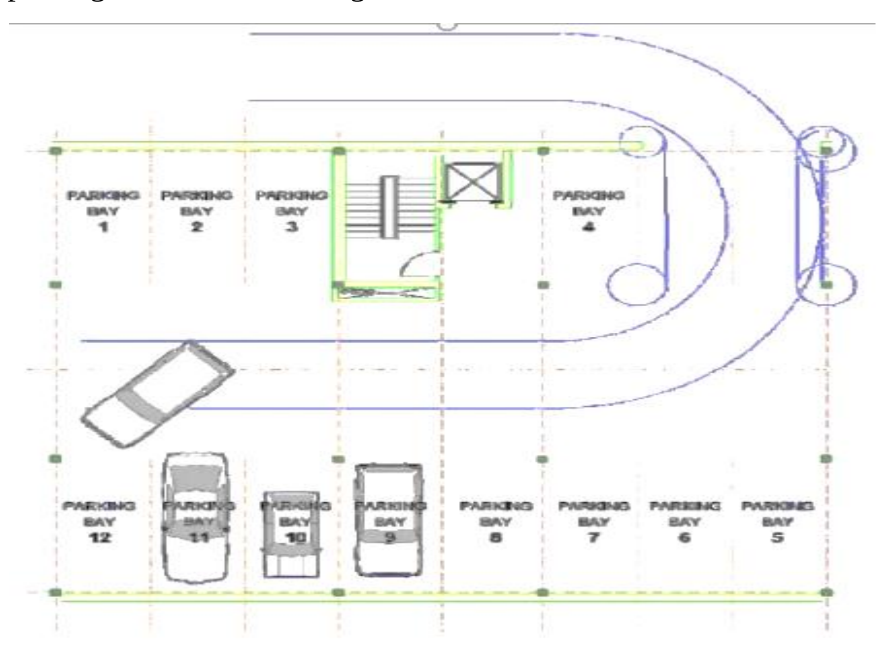


Figure 47 : disposition classique d'un parking dans les bâtiments résidentiels à plusieurs étages

En conclusion des points précédemment cités, une conception mixte adéquate doit satisfaire à certains impératifs tels que :

- Répondre en même temps aux exigences architecturales et aux impositions de l'utilisateur et ou du propriétaire ;
- Etre appropriée à l'installation des appareillages de services comme le chauffage, la ventilation, le conditionnement d'air, le câblage vertical et horizontal et tout autre système qu'il soit électrique ou mécanique ;
- Etre conçue de manière à faciliter et à accélérer le montage du bâtiment ;

- Permettre une interaction adéquate entre le comportement du bâtiment et celui de la fondation et même du sol ;
- Etre économique

3.2 Systèmes de contreventement

Une caractéristique essentielle des structures de bâtiments est l'importance relativement grande de leur capacité de résistance aux charges latérales. Les poteaux des bâtiments de grande hauteur doivent être stabilisés ou supportés horizontalement par un contreventement latéral. Celui-ci doit empêcher les déformations dues à la courbure initiale des éléments, aux manques de verticalité et aux efforts extérieurs horizontaux

Dans le cas des bâtiments de faible ou de moyenne hauteur, l'analyse et le dimensionnement de la structure sous les charges verticales impliquent aussi sa vérification sous les charges horizontales.

Les dispositifs de contreventement pouvant être adoptées se trouvent généralement dans des plans verticaux et peuvent être placés dans un ou plusieurs des trois endroits suivants :

- Le long du périmètre extérieur ;
- A l'intérieur du bâtiment ;
- Dans un noyau rigide.

Les structures sont souvent classifiées comme contreventées ou non, selon que le contreventement est assuré, ou que la structure est reliée à un noyau rigide, qui englobe généralement les ascenseurs, les équipements techniques verticaux et les escaliers. Des exemples de contreventement et d'un noyau rigide en béton sont présentés sur les figures qui suivent.

Quand des contreventements en croix ne sont pas possibles dans un bâtiment, ils peuvent être remplacés par un contreventement en portique stable.

Les structures contreventées sont les plus économiques si on utilise des connections simples, où les poutres et les poteaux sont articulés, et transmettent uniquement le cisaillement depuis les extrémités des poutres aux poteaux. Ces connections sont aussi plus faciles à analyser.

Le noyau central ou les baies contreventées doivent être positionnés de façon rigoureusement symétrique par rapport au plan d'ensemble du bâtiment, car une disposition asymétrique ferait accroître la répartition des efforts dans les contreventements. Quand le bâtiment est divisé en sections par des joints de dilatation, chaque section doit être considérée comme un bâtiment séparé. Les planchers agissent comme des diaphragmes qui transfèrent l'ensemble des actions horizontales au noyau central ou aux baies contreventées. La disposition des contreventements devrait être considérée en phase de conception du projet afin de minimiser les problèmes liés à la disposition des fenêtres

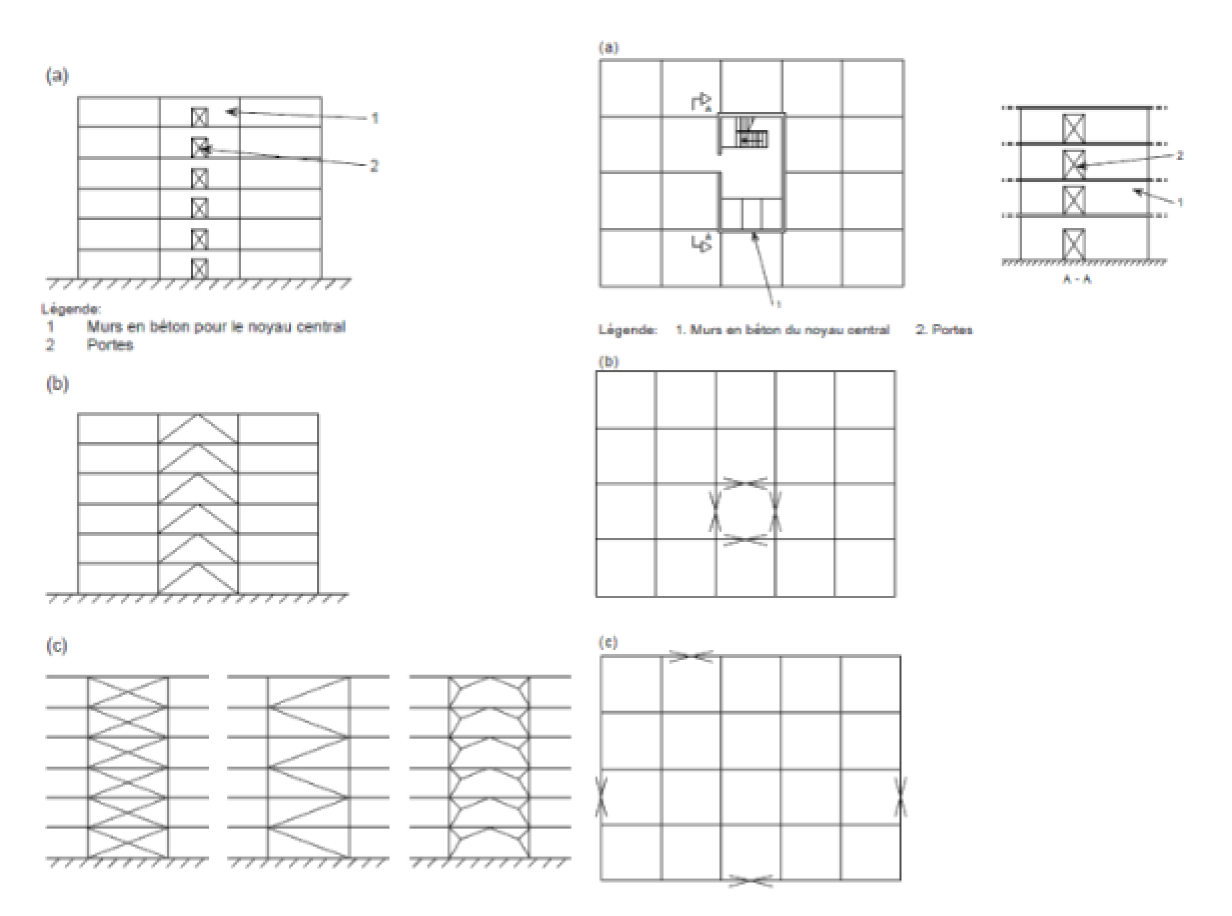


Figure 48 : dispositions efficaces pour les efforts horizontaux

Les structures non contreventées dépendent de la rigidité et de la résistance des connexions entre poutres et poteaux afin de leur permettre de résister aux efforts latéraux (principalement en flexion).

Ces structures sont complexes à analyser, elles nécessitent l'utilisation de plats d'extrémité plus épais, plus de boulons et de raidisseurs, ainsi qu'un temps de fabrication plus long que les connexions « simples ».

Généralement elles nécessitent des sections plus larges afin de fournir la rigidité et la résistance nécessaires. Elles ne sont pas particulièrement appropriées aux bâtiments résidentiels qui ne nécessitent pas d'intégrer de nombreux équipements techniques. La limite pratique pour ce type de construction est normalement considérée à plus ou moins 4 étages, en raison des dimensions non-économiques des éléments de la structure et du dimensionnement non usuel des connexions.

3.3 La conception adoptée :

3.3.1 Système ossature :

3.3.1.1 Poteaux verticaux :

La conception de l'ossature porteuse a été réalisée de manière à offrir un maximum d'espace libre entre les poteaux. Ceux-ci ont été judicieusement placés sur toute la surface de chaque étage pour dégager des espaces allant jusqu'à 12 m. Ces choix d'emplacements bien choisis ont été aussi pensés dans le but de se placer dans l'intervalle de portées compétitives des poutres mixtes. Au total, ce sont 4 poteaux mixtes totalement enrobés qui ont été retenus comme porteurs verticaux en complément du noyau et des voiles en béton armé. Ces poteaux sont disposés suivant une grille d'axes orthogonaux comme présenté à la figure suivante.

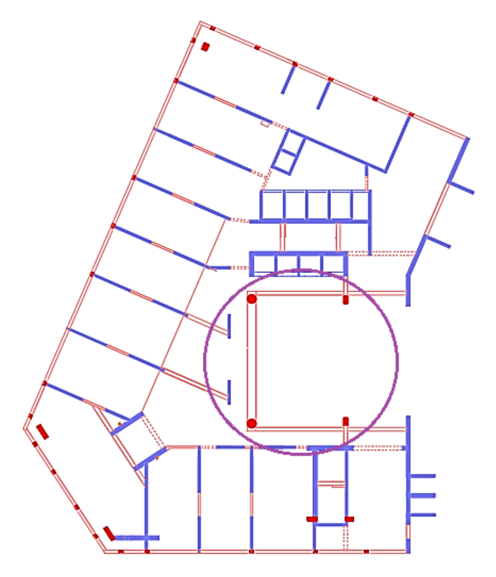


Figure 50 : disposition des 4 poteaux principaux ETC

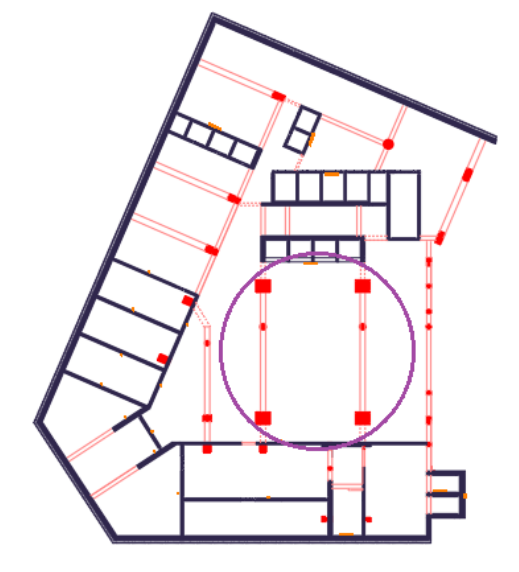


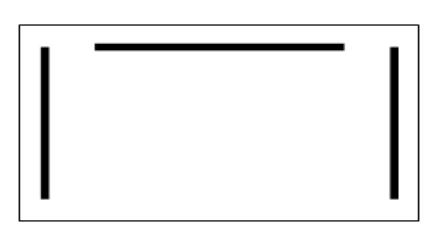
Figure 49 : disposition des 4 poteaux principaux SS5

L'emplacement des poteaux a aussi été principalement lié aux contraintes architecturales du projet. Durant la conception, nous avons été confrontés à la forme de bâtiment versatile des niveaux de la structure impliquant de rester vigilant quant aux différentes saillies et retraits de la structure afin de garantir des points fixes pour le positionnement des poteaux.

3.3.1.2 Contreventement :

- Le contreventement par voiles peut être :

Interne : refends internes, cage escaliers, noyau central



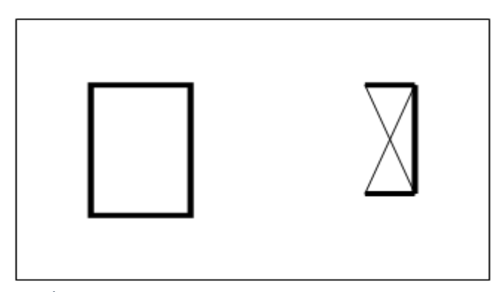
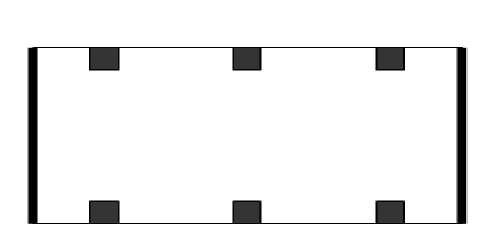


Figure 51 : voiles intérieurs cage d'escalier, d'ascenseur, noyau central

Externe : Voiles de façades (Pignon)



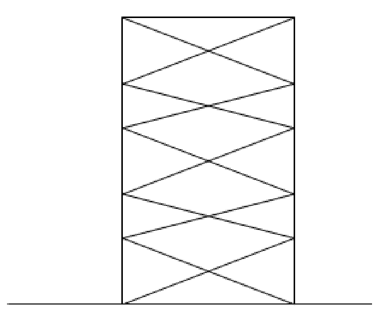


Figure 52 : voile de pignon et contreventement en X

On peut considérer deux types de voiles :

Voiles simples rectangulaires (droit ou en I) d'épaisseurs e et de hauteur

Refends composés de plusieurs voiles simples en forme de T, U, L, H et Z assemblé de façon à former un ensemble rigide.

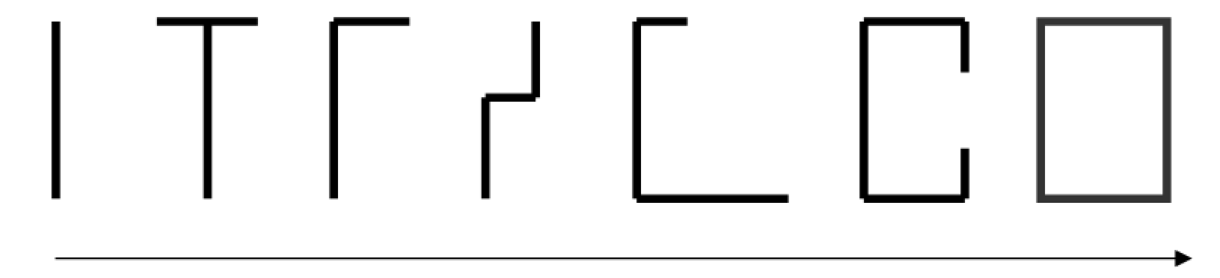


Figure 53 : Formes de voiles

<u>Remarque</u> : la rigidité à la torsion augmente dans le sens de la flèche.

✓ Contreventement par éléments ne présentant pas de rigidité à la torsion :

- Modélisation du problème :

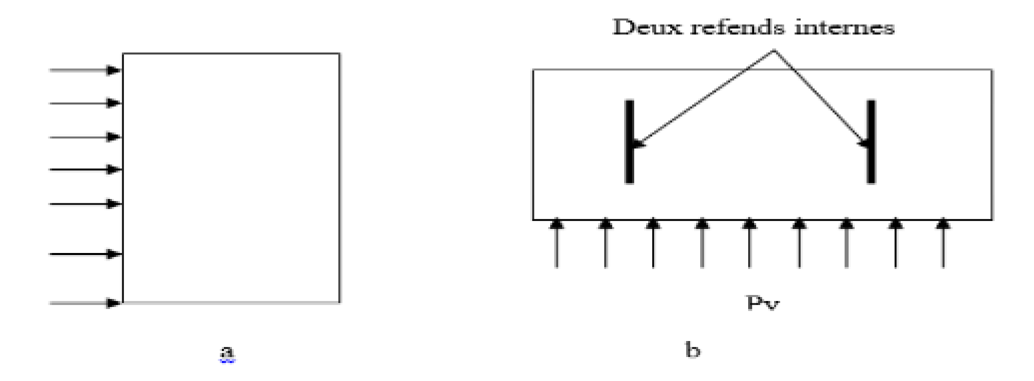


Figure 54 : a- coupe longitudinale d'un bâtiment soumis au vent. b- coupe transversale

Ce cas se rencontre fréquemment dans les bâtiments d'habitation d'une dizaine étages. Le déplacement de l'ensemble est constitué d'une rotation et d'une translation si la force extérieure w n'est pas appliquée à une mi-distance des 2 voiles. On peut négliger la rigidité à la torsion des voiles.

On peut modéliser le schéma de la figure7 et on se retrouve en présence d'une poutre horizontale (la façade) sur deux appuis élastique (les deux voiles), soumise à une charge répartie Py.

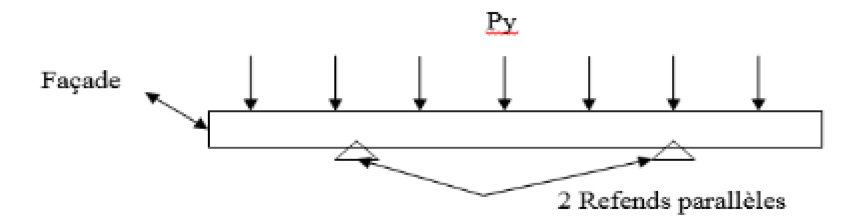


Figure 55 : façade d'un bâtiment soumis aux charges du vent appuyé sur deux refends

On peut très bien avoir recours au contreventement couple, en contreventement par voile et par noyau, vue la hauteur du bâtiment, les deux sont capables de transmettre les efforts horizontaux aux fondations.

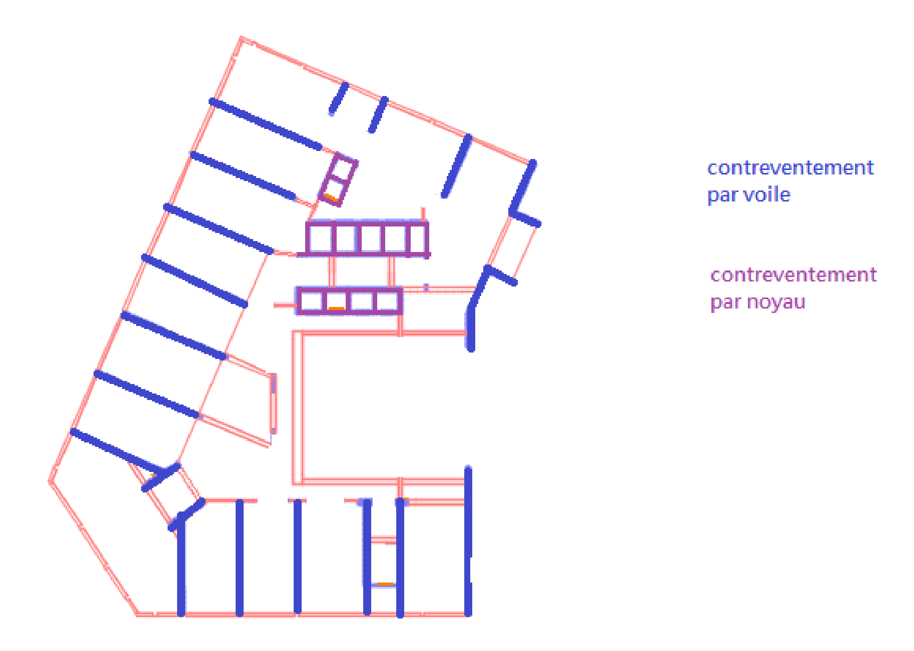
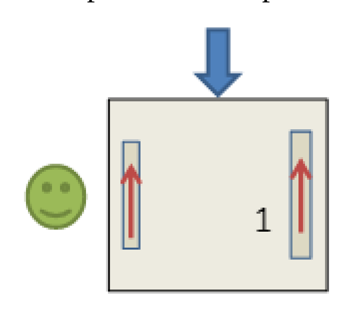


Figure 56 : disposition de contreventent au niveau du plancher courant

- L'emplacement des voiles :

Dans chaque direction la répartition des murs de contreventement devrait être uniforme et symétrique.

On dispose de deux positions de contreventement en plan.



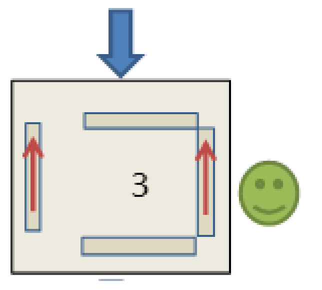
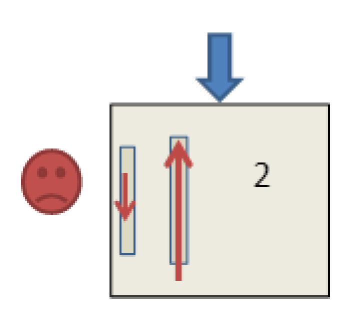


Figure 57 : disposition favorable

Effort réparti entre les murs = disposition favorable.



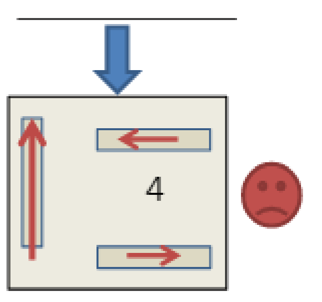


Figure 58 : disposition défavorable

Effort concentré sur un mur = disposition défavorable.

- Diaphragme planché :

L'effet diaphragme des éléments de plancher et de toit joue un rôle important dans la stabilité des constructions préfabriquées. Il reporte et répartit les actions (forces) horizontales sur la construction vers les composants de stabilité.



Figure 59 : diaphragme planché

Dans les bâtiments, l'effet diaphragme des planchers et des toits transmettent les forces horizontales exercées par le vent et d'autres actions simplement aux éléments de renfort. Les éléments de plancher et de toit sont conçus pour pouvoir fonctionner comme des poutres horizontales plates. Les noyaux centraux, les parois transversales et autres composants raidisseurs font office de points d'appui pour cette sorte de poutre et reprennent les forces transversales du plancher (voir figure). Des liaisons appropriées entre les éléments de plancher ou une couche de compression coulée sur place assurent l'effet diaphragme de l'ensemble du plancher.

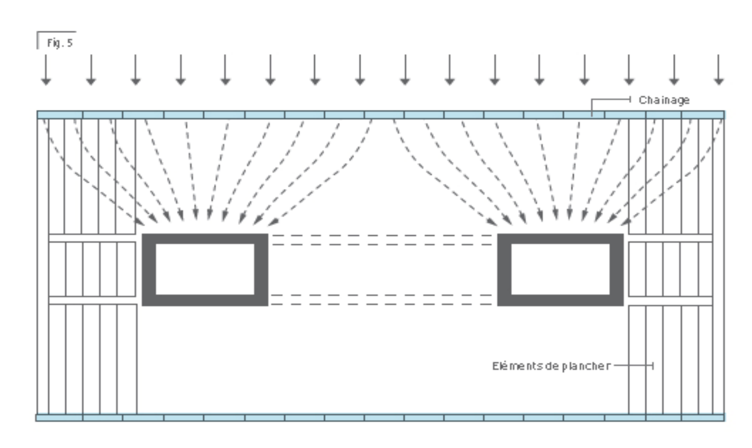


Figure 60 : répartition des efforts dans le plancher

Le calcul des efforts de compression ou de cisaillement dans le diaphragme s'effectue selon des méthodes classiques.

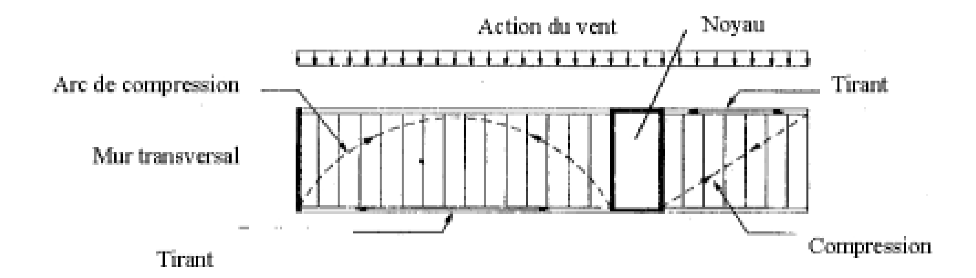


Figure 61 : la compression dans le diaphragme

Les diaphragmes (planchers d'étages) devraient avoir une forme compacte, les décrochements et trémies constituent des points faibles (concentration d'efforts).

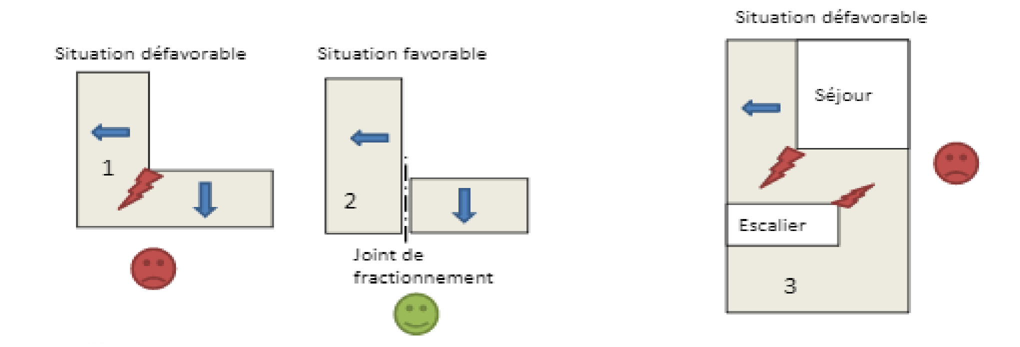
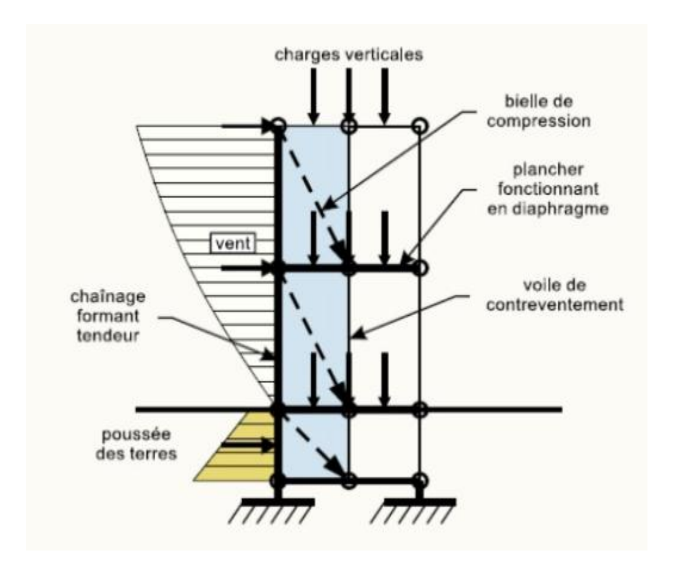


Figure 62 : la forme favorable du diaphragme

La disposition des centres de masse et torsion et leur excentricité évalue l'adéquation de système choisis et sa rigidité.

On sait qu'avoir plus de voiles parallèles que transversale augmente l'excentricité et aussi la structure sera instable vis-à-vis de la torsion, mais par la présence de la cage d'escalier et d'ascenseur on a pu régler le problème de la résistance à la torsion.

La transmission des efforts aux fondations à l'aide des contreventements se fait comme suit :



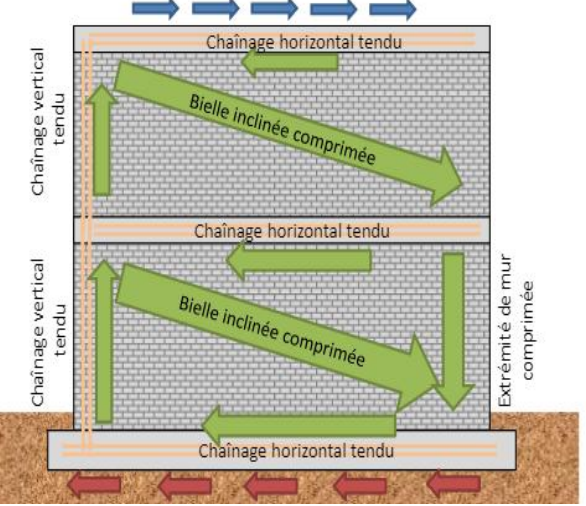


Figure 63 : transmission des charges aux fondations

Figure 64 : le concept de la bielle inclinée comprimé

La répartition des efforts se fait proportionnellement à la rigidité,

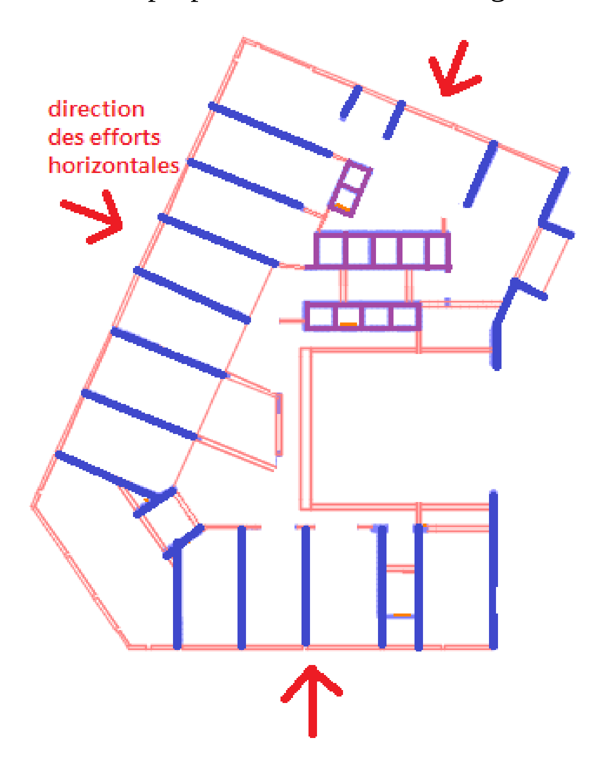


Figure 65 : direction des efforts horizontaux du vent

Afin de simplifier l'étude, on considère que les voiles rectangulaires, dont un côté est plus grand que l'autre, seront linéaires c-à-d que l'inertie par rapport à leur propre centre de gravité.

Chapitre 3 : Méthodologie de calcul des éléments mixtes.

1. Exigences de calcul :

En construction mixte, les ossatures sont soumises aux combinaisons de calcul en ELU et en ELS, et on a :

$$F_d \leq \gamma_t F_k$$

Avec :

F_k : est la valeur caractéristique de l'action.

γ_t : est le coefficient de sécurité.

1.1 Combinaisons de charges :

- En ELS :

Combinaison de charges à prendre en compte	
Avec les actions variables les plus défavorables uniquement($Q_{k,max}$) $\sum G_k + Q_{k,max}$	• G_k action permanente • Q_k action variable • $Q_{k,max}$ l'action variable qui provoque l'effet le plus important
Avec toutes les actions variables défavorables (Q_k) $\sum G_k + 0{,}9 \sum Q_k$	

Tableau 4 : combinaison d'action pour L'ELS

- En ELU :

Combinaisons de charge à prendre en compte	
Avec les actions variables les plus défavorables uniquement ($Q_{k,max}$) $\gamma_G{}^* \sum G_k + \gamma_Q{}^{**} \sum Q_{k,max}$ $1{,}35^* \sum G_k + 1{,}50^{**} \sum Q_{k,max}$	• G_k action permanente • Q_k action variable • $Q_{k,max}$ l'action variable qui provoque l'effet le plus important • γ_G coefficient partiel de sécurité pour les actions permanentes • γ_Q coefficient partiel de sécurité pour les actions variables
Avec toutes les actions variables défavorables $\gamma_G{}^* \sum G_k + 0{,}9\gamma_Q{}^{**} \sum Q_k$ $1{,}35^* \sum G_k + 1{,}35^{**} \sum Q_k$	
*Si le poids propre G s'oppose (effet favorable de G) alors γ_G=1,00 ** si la charge variable Q s'oppose au chargement dominant γ_Q=0	

Tableau 5 : combinaison d'action pour l'ELU

1.2 Caractéristiques des matériaux :

1.2.1 Le béton :

Principales caractéristiques des bétons de masse volumique normale									
Classe de résistance	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60	C 55/67	C 60/75
f_{ck}(N/mm²)	20	25	30	35	40	45	50	55	60
f_{ctm}(N/mm²)	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4
E_{cm} (kN/mm²)	30	31	32	34	35	36	37	38	39

Tableau 6 : principales caractéristiques des bétons

f_{ck} : résistance à la compression à 28 j.

f_{ctm} : résistance moyenne à la traction à 28 j

E_{cm} : module d'élasticité à court terme.

Pour homogénéiser les sections, on aura besoin de :

Coefficient équivalent acier-béton :

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

Avec :

E_a : le module d'élasticité de l'acier de construction est pris égale à 210 KN/mm².

n_0 : est prise égale à 6.

Pour prendre en compte les déformations différés (fluage), on considère $n = 2n_0$

1.2.2 Les aciers d'armatures :

Il y a 3 classes des armatures : A (ductilité ordinaire) , B (bonne ductilité) et C (ductilité élevé).

Classe de ductilité	A	B	C
f_{tk}/f_{yk}	≥1,05	≥1,08	≥1,15 < 1,35
εuk (%)	≥2,5	≥5,0	≥7,5

Tableau 7 : les aciers d'armatures

f_{tk} : la résistance ultime en traction ;

f_{yk} : la limite d'élasticité.

$\varepsilon uk(\%)$: l'allongement unitaire.

1.2.3 Les aciers en construction :

L'Eurocode 4 couvre le calcul des structures mixtes fabriquées à partir de matériaux en **acier laminés à chaud** relevant des nuances allant de S235 à S460.

Des valeurs différentes doivent être adoptées selon que l'épaisseur *t* de l'élément ne dépasse pas ou dépasse 40 mm

Dans les calculs qui suivent, on est en droit de considérer que tous ces aciers ont le même module d'élasticité longitudinale E_a = 210 kN/ mm², le même coefficient de Poisson μ = 0,3, une déformation ultime εu (correspondant à l'atteinte de f_u) au moins égale à 15 εy (avec $\varepsilon y = \frac{f_y}{E_a}$), et un allongement à la rupture au moins égal à 15 %.

Les caractéristiques des aciers de construction : nuances et épaisseurs

Norme et nuance d'acier	Épaisseur t de l'élément			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f y (N/ mm2)	fu (N/ mm2)	fy (N/ mm2)	fu (N/ mm2)
EN 10025-2				
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470
EN 10025-3				
S355N/ NL	355	490	335	470
S420N/ NL	420	520	390	520
S460N/ NL	460	540	430	540

Tableau 8 : les aciers de construction

1.2.4 Les tôles profilées en aciers pour dalles mixtes :

Les tôles ont une limite d'élasticité allant de 220 à 350 N/mm². Et une épaisseur de 0.75 à 1.5 mm protégé contre la corrosion par une couche de zinc de 0.2 mm.

1.3 Méthode de calcul :

1.3.1 Calcul des poteaux :

1.3.1.1 Méthode simplifiée **:**

Liste des vérifications aux ELU pour l'élément mixte comprimé :

- Vérification des limites d'applicabilité de la méthode de calcul simplifié
- Vérifier l'enrobage du béton et l'armature
- Vérifier le voilement des parois en acier
- Vérifier l'application des charges et le cisaillement longitudinal
- Résistance de la section transversale à $N_{x,sd}$
- Stabilité de l'élément à $N_{x,sd}$ aux deux axes de flambement

a. Vérification des limites d'applicabilité de la méthode de calcul simplifié
-La section transversale est constante.

-Le rapport de contribution de l'acier $\delta = \frac{\frac{f_y}{\gamma_a}.A_a}{R_d N_{pl}}$ doit être $0.2 \leq \delta \leq 0.9$.

-L'élancement réduit du poteau :

$$\overline{\lambda_y} \leq 2 \; et \; \overline{\lambda_z} \leq 2$$

b. Pour les profilés totalement enrobés, les épaisseurs d'enrobage :

$$40mm \leq c_y \leq 0.4b$$

$$\max(40mm; \frac{b}{6}) \leq c_z \leq 0.4h$$

-la section d'armatures :

$$0.3\% \leq \frac{A_s}{A_c} \leq 4\%$$

c. Voilement local des parois :

Les profilés totalement enrobés sont déjà prévenus, les autres partiellement enrobé et creux doivent respecter les élancements suivants :

$$\frac{d}{t} \leq 90\varepsilon^2 \; pour\ les\ profilés\ creux\ ronds$$

$$ht \leq 52\varepsilon^2 \; pour\ les\ profilés\ creux\ rectangulaire$$

$$\frac{b}{t} \leq 44\varepsilon^2 \; pour\ les\ profilés\ partiellement\ enrobés$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{253}{f_y}}$$

d. Le cisaillement longitudinal :

La résistance au cisaillement à l'interface acier/béton ne doit pas dépasser :

- 0,6 N/mm2 pour les profils complètement enrobés de béton ;
- 0,4 N/mm2 pour les profils creux remplis de béton ;
- 0,2 N/mm2 pour les semelles de profils partiellement enrobées de béton ;

Dans les âmes des profilés partiellement enrobés, il n'y a pas de résistance au cisaillement entre le béton et l'acier.

Le type d'assemblage poutre/poteau utilisé influe sur la valeur résistante de la contrainte de cisaillement (auto-frettage, confinement, frottement ……).

e. Résistance de la section transversale à $N_{x,sd}$:

La résistance de la section transversale vis-à-vis des charges transversales = $\sum résistances\ plastiques\ de\ ces\ élements\ constitutifs$

Pour les profilés enrobés de béton :

$$N_{p,Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} + 0,85\, A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

Pour les profilés creux :

$$N_{p,Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} + A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

NB : pour les profilés creux la résistance plastiques de béton augmente à cause de confinement et le profilé résiste au gonflement de béton, mais pour les profilés rectangulaires les coins n'ont pas cette rigidité.

Cette augmentation est réelle, si l'élancement $\bar{\lambda} \leq 0.5$ et le moment fléchissant calculé par la théorie de premier ordre $M_{max,Sd} \leq N_{Sd} \frac{d}{10}$ avec d : est le diamètre extérieur du poteau.

La résistance plastique à la compression devient :

$$N_{pl,Rd} = A_a \eta_2 \frac{f_y}{\gamma_a} + A_c (\frac{f_{ck}}{\gamma_c})(1 + \eta_1 \frac{t f_y}{d f_{ck}}) + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

Avec : t : l'épaisseur de la paroi du profilé creux en acier ;

Pour $0 \leq e = \frac{M_{max,Sd}}{N_{Sd}} \leq \frac{d}{10}$, les η_1 et η_2 sont définit comme ça :

$$\eta_1 = \eta_{10}(1 - 10\frac{e}{d})$$

$$\eta_2 = \eta_{20} + 10\frac{e}{d}(1 - \eta_{20})$$

Avec :

$$\eta_{10} = 4.9 - 18.5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \; et \; \eta_{10} \geq 0$$

$$\eta_{20} = 0.25(3 + 2\bar{\lambda}) \; et \; \eta_{20} \leq 1$$

- ✓ Elancement réduit :

La charge critique élastique est calculée comme suit :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI_y)}{{L_{by}}^2}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI_z)}{{L_{bz}}^2}$$

Avec :

(EI) : est la rigidité du poteau mixte.

L : est la longueur du flambement.

-Pour les charges à court terme :

$$EI = E_a I_a + 0.8\, E_{cd} I_c + E_s I_s$$

Avec :

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{Y_c\,(coefficient\ sécuritaire = 1.35)}$$

-pour les charges à long terme :

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c}(1 - 0.5\frac{N_{G,Sd}}{N_{x,Sd}})$$

Avec :

$N_{G,Sd}$: la fraction de la charge axiale N_{Sd} qui est permanente.

Cette correction de la formule n'est nécessaire que si l'élancement réduit λ dans le plan de flexion considéré dépasse les valeurs limites de 0,8 pour les profilés enrobés de béton et $\frac{0.8}{1-8}$ pour les profilés creux remplis de béton et que si $\frac{e}{d}$ est inférieur à 2.

✓ L'élancement non dimensionnel :

$$\overline{\lambda_y} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr,y}}}$$

$$\overline{\lambda_z} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr,z}}}$$

Où $N_{pl,R}$ est la valeur de $N_{pl,Rd}$ lorsque les coefficients γ_{Ma} , γ_c et γ_s sont prix égaux à 1,0

-résistance des poteaux mixtes en compression axiale :

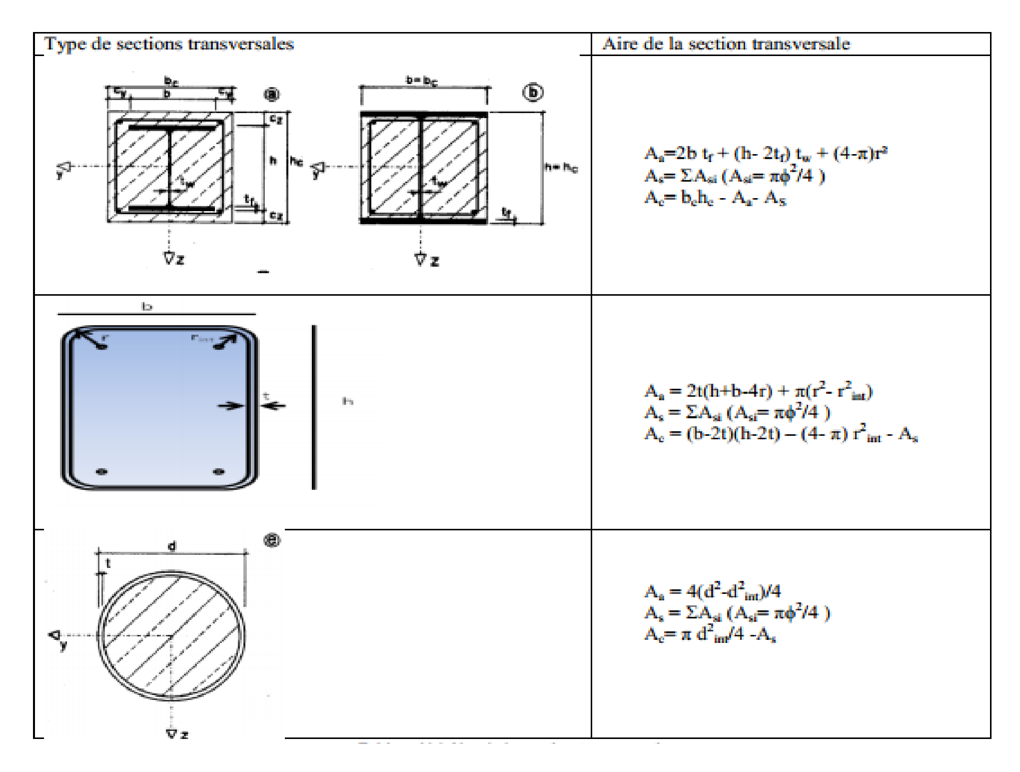
Il faut vérifier que :

$$N_{Sd} \leq \chi N_{pl,Rd}$$

Où : **χ** est le coefficient de réduction pour le mode de flambement suivant l'axe à considérer dont la valeur est donnée en fonction de l'élancement **λ**, et de la courbe de flambement européenne adéquate.

✓ Les courbes de flambement sont les suivantes :

- Courbe a pour les profils creux remplis de béton, a = 0,21,
- courbe b pour les profilés en totalement ou partiellement enrobés de béton avec flexion selon l'axe fort du profilé en acier, a = 0,34,
- courbe c pour les profilés en totalement ou partiellement enrobés de béton avec flexion selon l'axe faible du profilé en acier, a = 0,49.



Type de sections transversales	Aire de la section transversale
(a) (b)	$A_a = 2b\,t_f + (h - 2t_f)\,t_w + (4-\pi)r^2$ $A_s = \Sigma A_{si}\ (A_{si} = \pi\phi^2/4)$ $A_c = b_c h_c - A_a - A_s$
	$A_a = 2t(h+b-4r) + \pi(r^2 - r^2_{int})$ $A_s = \Sigma A_{si}\ (A_{si} = \pi\phi^2/4)$ $A_c = (b-2t)(h-2t) - (4-\pi)\,r^2_{int} - A_s$
(e)	$A_a = 4(d^2 - d^2_{int})/4$ $A_s = \Sigma A_{si}\ (A_{si} = \pi\phi^2/4)$ $A_c = \pi\, d^2_{int}/4 - A_s$

Figure 66 : aire de la section transversale

- ✓ Méthode simplifiée appliquée au calcul des poteaux mixtes soumis à la compression et à la flexion combinée :

Vérification des poteaux vis-à-vis de la compression et la flexion uni axiale :

Elle se base sur la courbe d'interaction qui donne les positions de l'axe neutre dans la section droite et à partir de la répartition des contraintes, on peut définir la résistance.

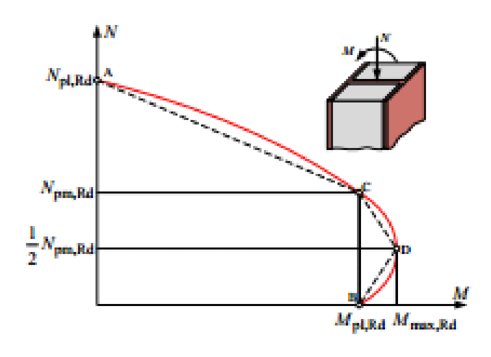


Figure 67 : courbe d'interaction M-N pour la compression et la flexion uni axiale

Au point A : on a N = $N_{pl,Rd}$ et M=0 ;

Au point B : on a N = 0 et $M = M_{pl,Rd}$

Au point C : on a $N = N_{pm,Rd}$ et $M = M_{pl,Rd}$

Au point D : on a $N = \frac{1}{2} M_{pm,Rd}$ et $M = M_{max,Rd}$

Avec : $M_{max,Rd} = W_{pa}\frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + W_{pc}\frac{\alpha f_{ck}}{2\gamma_c} + W_{ps}\frac{f_{sk}}{\gamma_s}$

Et Wpa, Wps, Wpc sont les modules de résistance plastique respectivement du poteau en acier, des armatures et du béton pour la configuration étudiée.

Dans ces formules α vaut 0,85 pour les profils enrobés et 1,0 pour les profils creux.

La répartition des contraintes :

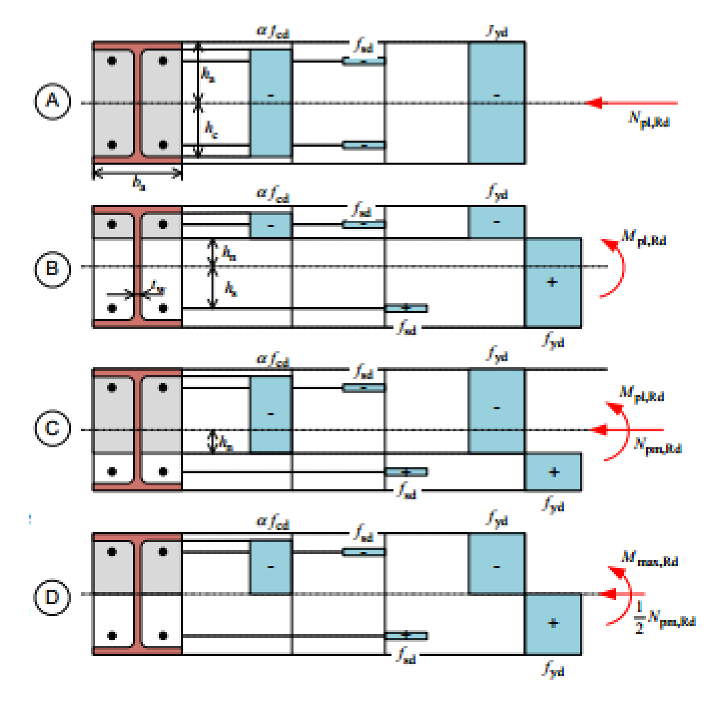


Figure 68 : Répartition des contraintes correspondantes à la courbe d'interaction

h_n Est la position de l'axe neutre plastique, sous $M_{pl,Rd}$ par rapport au centre de gravité de la section mixte comme cela est indiqué à figure

-vérification des poteaux vis-à-vis de la compression et la flexion biaxiale :

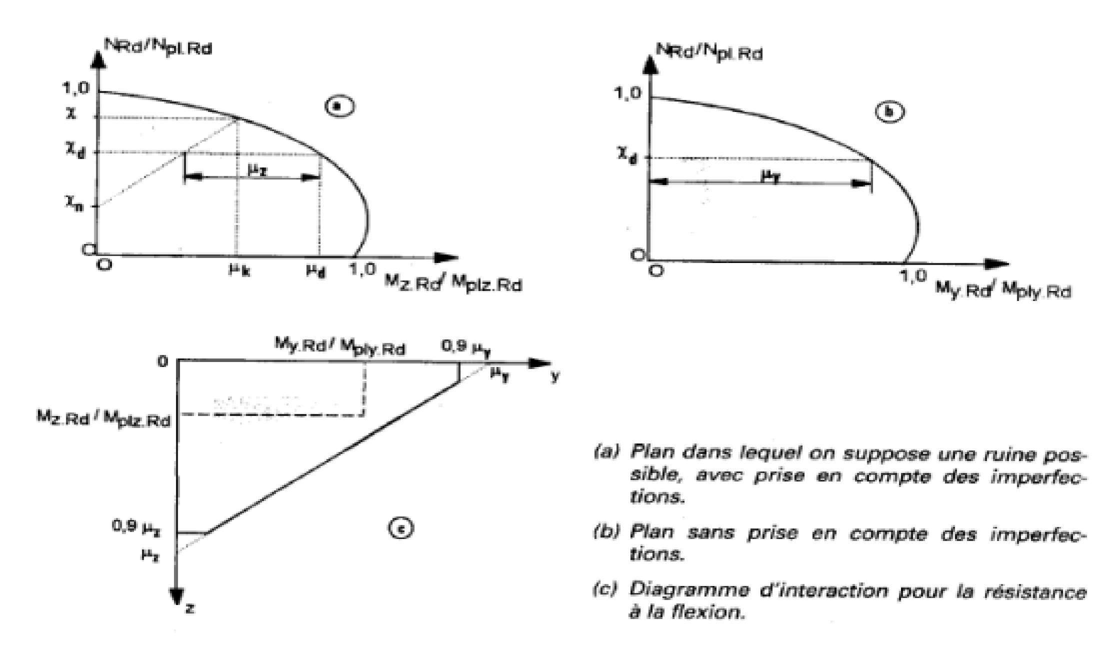


Figure 69 : calcul de compression et flexion bi axiale

Avec : $\mu_z = \mu_d - \mu_k \frac{\chi_d - \chi_n}{\chi - \chi_n}$

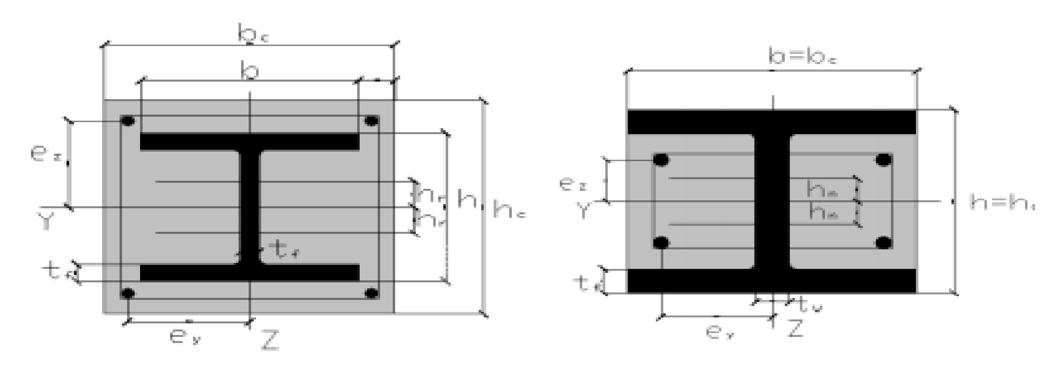
L'élément structurale présente une résistance suffisante si :

$$\frac{M_{y,Sd}}{\mu_y M_{pl,y,Rd}} \leq 0.9$$

$$\frac{M_{z,Sd}}{\mu_z M_{pl,z,Rd}} \leq 0.9$$

$$\frac{M_{y,Sd}}{\mu_y M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{\mu_z M_{pl,z,Rd}} \leq 1.0$$

Notes de calcul des modules des résistance plastiques des différents profils selon l'axe approprié qui servira à la détermination des moments max des résistances :



Pour l'ensemble de la section transversale :

$$W_{pa} = \frac{t_w h^2}{4} + (b - t_w)(h - t_f)t_f + \frac{4 - \pi}{2} r^2 (h - 2t_f) + \frac{3\pi - 10}{3} r^3$$

$$W_{pc} = \frac{b_c h_c^2}{4} - W_{pa} - W_{ps}$$

$$W_{ps} = \sum_{i=1}^{n} A_{si} |e_{zi}|$$

Pour les parties de la section transversales situées dans la région $2h_n$:

Cas 1 : axes neutre dans l'âme : $h_n \leq \frac{h}{2} - t_f$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} - 2t_w(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$W_{pan} = t_w h_n^2$$

Cas 2 : axes neutre dans la semelle : $\frac{h}{2} - t_f \leq h_n \leq \frac{h}{2}$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) + (b - t_w)(h - 2t_f)(2f_{yd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} - 2b(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$W_{pan} = b h_n^2 - \frac{(b - t_w)(h - 2t_f)^2}{4}$$

Cas 3 : axes neutre hors de la section en acier : $\frac{h}{2} \leq h_n \leq \frac{h_c}{2}$

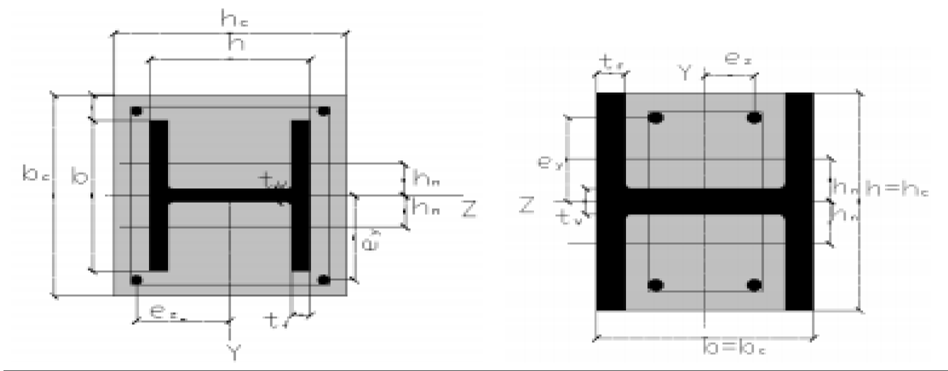
$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) + A_a(2f_{yd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd}}$$

$$W_{pan} = W_{pa}$$

$$W_{pcn} = b_c h_c^2 - W_{pan} - W_{psn}$$

$$W_{psn} = \sum_{i=1}^{n} A_{sni} |e_{zi}|$$

Figure 70 : profils totalement et partiellement enrobé fléchis selon l'axe fort y-y



Pour l'ensemble de la section transversale :

$$W_{pa} = \frac{t_f b^2}{2} + \frac{h - 2t_f}{4} t_w^2 + \frac{4 - \pi}{2} r^2 t_w - \frac{3\pi - 10}{3} r^3$$

$$W_{pc} = \frac{h_c b_c^2}{4} - W_{pa} - W_{ps}$$

$$W_{ps} = \sum_{i=1}^{n} A_{si} |e_{yi}|$$

Pour les parties de la section transversales situées dans la région $2h_n$:

Cas 1 : axes neutre dans l'âme : $h_n \leq \frac{t_w}{2}$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd} - 2h(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$W_{pan} = h h_n^2$$

Cas 2 : axes neutre dans la semelle : $\frac{t_w}{2} \leq h_n \leq \frac{b}{2}$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) + t_w(h - 2t_f)(2f_{yd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd} - 4t_f(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$W_{pan} = 2t_f h_n^2 - \frac{(h - 2t_f){t_w}^2}{4}$$

Cas 3 : axes neutre hors de la section en acier : $\frac{b}{2} \leq h_n \leq \frac{b_c}{2}$

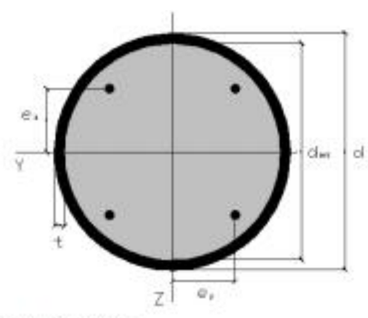
$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) + A_a(2f_{yd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd}}$$

$$W_{pan} = W_{pa}$$

$$W_{pcn} = b_c h_n^2 - W_{pan} - W_{psn}$$

$$W_{psn} = \sum_{i=1}^{n} A_{sni} |e_{yi}|$$

Figure 71 : profils totalement et partiellement enrobé fléchis selon l'axe fort z-z



- Flexion selon l'axe de forte inertie (yy)

Pour l'ensemble de la section transversale :

$$W_{pa} = \frac{d^3}{4} - \frac{d^4}{24}(4-\pi) - W_{pc} - W_{ps}$$

$$W_{pc} = \frac{(d-2t)^3}{4} - W_{ps}$$

$$W_{ps} = \sum_{i=1}^{n} A_{si}|e_{zi}|$$

Pour les parties de la section transversales situées dans la région $2h_n$:

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} - 2t_w(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$W_{pan} = d h_n^2 - W_{pcn} - W_{psn}$$

$$W_{psn} = \sum_{i=1}^{n} A_{sni}|e_{zi}|$$

- Flexion selon l'axe de faible inertie (zz)

pour la flexion selon l'axe faible (zz) on peut utiliser les mêmes équations que pour l'axe fort (yy) en échangeant les dimensions h et b ainsi que les indices z et y.

Figure 72 : les profilés circulaires creux fléchis

1.3.2 Calcul des poutres :

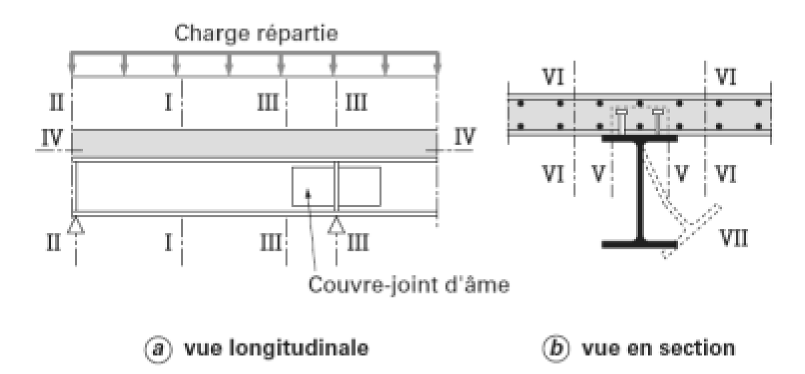


Figure 73 : vérification des poutres mixtes

-La résistance de la section, on s'intéresse aux celles qui sont critique, la section où le moment fléchissant est maximal (1-1) ou la section où l'effort tranchant est maximal (2-2, 3-3) , et aussi la section où les dimensions changent.

-résistance au déversement (moment négatif)

-résistance de la connexion au cisaillement longitudinale

-résistance de l'âme au voilement local surtout au zones critiques 2-2 et 3-3.

✓ Largeur participante de la dalle :

L'expérience montre que b_{eff} dépend, de manière complexe, du type de chargement appliqué à la poutre, de la nature de ses liaisons (appuis et assemblages), du type de comportement élastique ou plastique et de bien d'autres facteurs (par exemple relatifs au mode de fabrication des poutres).

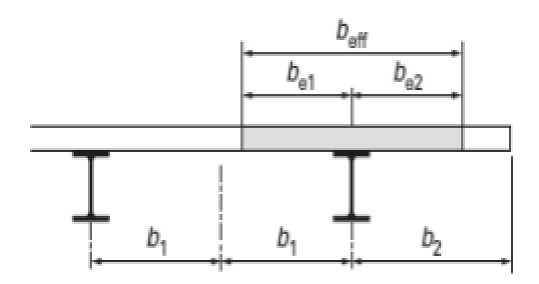


Figure 74 : largeur participante de la dalle

La valeur de b_{eff} :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

Avec :

$$b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}, b_i\right)$$

Et L_0 est en fonction de la portée de la poutre.

- **Cas d'une poutre continue :**

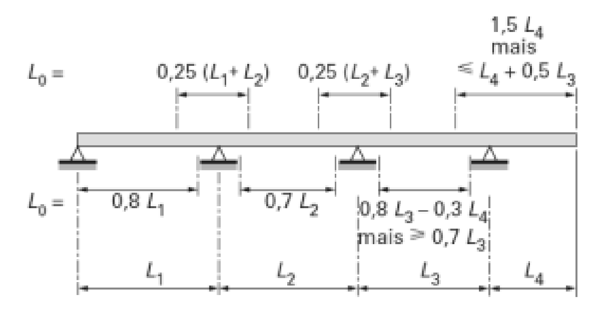


Figure 75 : valeur de L0 pour le calcul de la largeur participante

Figure : valeur de L_0 pour le calcul de largeur participante.

- **Cas d'une poutre isostatique :**

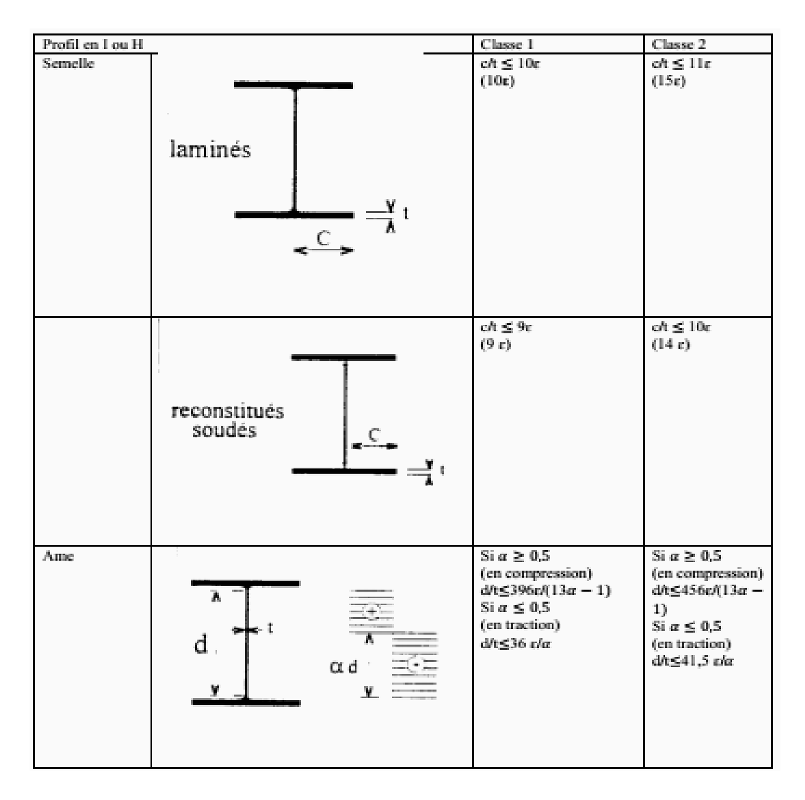
$$L_0 = L$$

✓ Classification des sections mixte :

Il y a 4 classes :

- Classe 1 : la poutre est capable de développer le moment de résistance plastique, noté $M^{+}_{pl,Rd}$ sous flexion positive et $M^{-}_{pl,Rd}$ sous flexion négative, avec une capacité de rotation suffisante pour permettre l'utilisation d'une analyse globale plastique, basée sur un mécanisme par rotules plastiques formé au sein de la structure.

- Classe 2 : la poutre est également capable de développer le moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- Classes 3 et 4 : en raison du phénomène de voilement local inter- venant dans une zone comprimée de la poutre métallique (âme ou semelle), les fibres en acier les plus sollicitées en contrainte normale ne peuvent dépasser la limite d'élasticité de calcul $f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_a}$ lorsque les sections de la poutre mixte sont de classe 3, ou une valeur inférieure à cette limite lorsque les sections sont de classe 4. Autrement dit, les sections de classe 4 sont celles régies par le phénomène de voilement local en comportement élastique, la résistance réduite de ces sections liée aux effets du voilement devant être déterminée en pratique à l'aide du concept de largeur efficace des parois, âme et semelle comprimée.
- Les poutres de classe 4 sont surtout utilisées dans les ouvrages d'art, rarement en bâtiment.



Profil en I ou H		Classe 1	Classe 2
Semelle	laminés	c/t ≤ 10ε (10ε)	c/t ≤ 11ε (15ε)
	reconstitués soudés	c/t ≤ 9ε (9 ε)	c/t ≤ 10ε (14 ε)
Ame		Si α ≥ 0,5 (en compression) d/t≤396ε/(13α − 1) Si α ≤ 0,5 (en traction) d/t≤36 ε/α	Si α ≥ 0,5 (en compression) d/t≤456ε/(13α − 1) Si α ≤ 0,5 (en traction) d/t≤41,5 ε/α

Tableau 9 : classification des profils

✓ Résistance des sections aux moments fléchissant :

Les hypothèses pour le calcul du moment résistance plastique :

- Interaction complète (la partie béton, acier de construction, armature atteint leurs résistances maximales).
- Toutes les fibres de l'acier de construction sont plastifiées, la contrainte exercée sur ces fibres est $= \frac{f_y}{\gamma_a}$.
- La distribution des contraintes de béton comprimé est uniforme, égale à $0.85\frac{f_{ck}}{\gamma_c}$.
- La résistance en traction de béton est négligée.
- Les armatures de la dalle, lorsqu'elles sont en traction, sont tous plastifié à la valeur $\frac{f_{sk}}{\gamma_s}$

- Lorsque la dalle est comprimée, on néglige la résistance des armatures.
  - **Cas d'une section sous moment positif :**
- Si l'axe neutre est situé dans la dalle :

Notons F_a et F_c sont les résistances plastiques du profil en traction et de la dalle en compression.

$$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a}$$

$$F_c = h_c b_{eff} (0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c})$$

$$F_c \geq F_a$$

La position de l'axe neutre plastique par rapport à la face supérieur de la dalle.

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} (0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c})}$$

Et le moment résistant plastique positif s'écrit comme :

$$M^+_{pl,Rd} = F_a (\frac{h_a}{2} + h_c + h_p + \frac{z}{2})$$

- L'axe neutre est situé dans la semelle en acier :

$$F_c \leq F_a$$

$$F_a - F_c \leq 2 b_f t_f \frac{f_y}{\gamma_a}$$

La cote z se détermine sans difficulté en utilisant l'artifice qui consiste à porter la contrainte dans la partie de semelle comprimée à la valeur $2\frac{f_y}{\gamma_a}$ de manière à retrouver Fa comme résultante des contraintes de traction dans le profilé, au centre de gravité de celui-ci. On déduit donc z de la condition d'équilibre.

$$F_a = F_c + 2 b_f (z - h_c - h_p) \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Le moment résistant plastique :

$$M^+_{pl,Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + \frac{h_c}{2}\right) - (F_a - F_c) \frac{(z + h_p)}{2}$$

- L'axe neutre situé dans l'âme :

$$F_a - F_c > 2 b_f t_f \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Et $$F_a > F_c$$

Soit z_w la hauteur d'âme en traction située au-dessus du centre de gravité $G_a$du profilé ; cette hauteur se détermine facilement en portant à $2f_{yd}$ la contrainte de traction s'exerçant sur cette hauteur z_w de manière à retrouver une distribution uniforme de contraintes de compression f_{yd} sur toute la demi hauteur supérieure $\frac{h_a}{2}$ du profilé. Soit :

$$z_w = \frac{F_c}{2t_w \frac{f_y}{\gamma_a}}$$

Le moment résistant ce calcul :

$$M^+_{pl,Rd} = M_{apl,Rd} + F_a\left(\frac{h_a}{2} + h_p + \frac{h_c}{2}\right) - F_c\frac{z_w}{2}$$

$M_{apl,Rd}$: étant la résistance plastique du profile métallique qu'on peut tirer des tableaux des produits sidérurgiques.

- **Cas d'une section sous moment négatif :**

- L'axe neutre est situé dans la semelle supérieure en acier :

$$F_s = A_s f_{sd}$$

Il se produit lorsque :

$$F_a - F_c \leq 2b_f t_f f_{yd}$$

Et
$$F_a > F_c$$

L'épaisseur z_f de semelle en traction est donnée :

$$F_a = F_s + 2b_f z_f f_{yd}$$

Le moment plastique résistant, calculé par exemple au niveau de la nappe d'armature, est donné alors par :

$$M^-_{pl,Rd} = F_a\left(\frac{h_a}{2} + h_s\right) - (F_a - F_c)(h_s + \frac{z_f}{2})$$

- L'axe neutre est situé dans l'âme :

Il se produit lorsque :

$$F_a - F_c > 2b_f t_f f_{yd}$$

Et
$$F_a > F_c$$

La hauteur d'âme en compression z_w située au-dessus du centre de gravité du profilé est donnée par :

$$z_w = \frac{F_s}{2t_w f_{yd}}$$

Le moment plastique résistant, pris au centre de gravité G_a :

$$M^-_{pl,Rd} = M_{apl,Rd} + F_a\left(\frac{h_a}{2} + h_s\right) - F_s\frac{z_w}{2}$$

✓ Résistance à l'effort tranchant et l'interaction moment fléchissant – effort tranchant :

La contribution de la dalle pour reprendre l'effort tranchant est modeste, c'est pourquoi en pratique, on considère que l'effort tranchant n'est repris que par l'âme de la section.

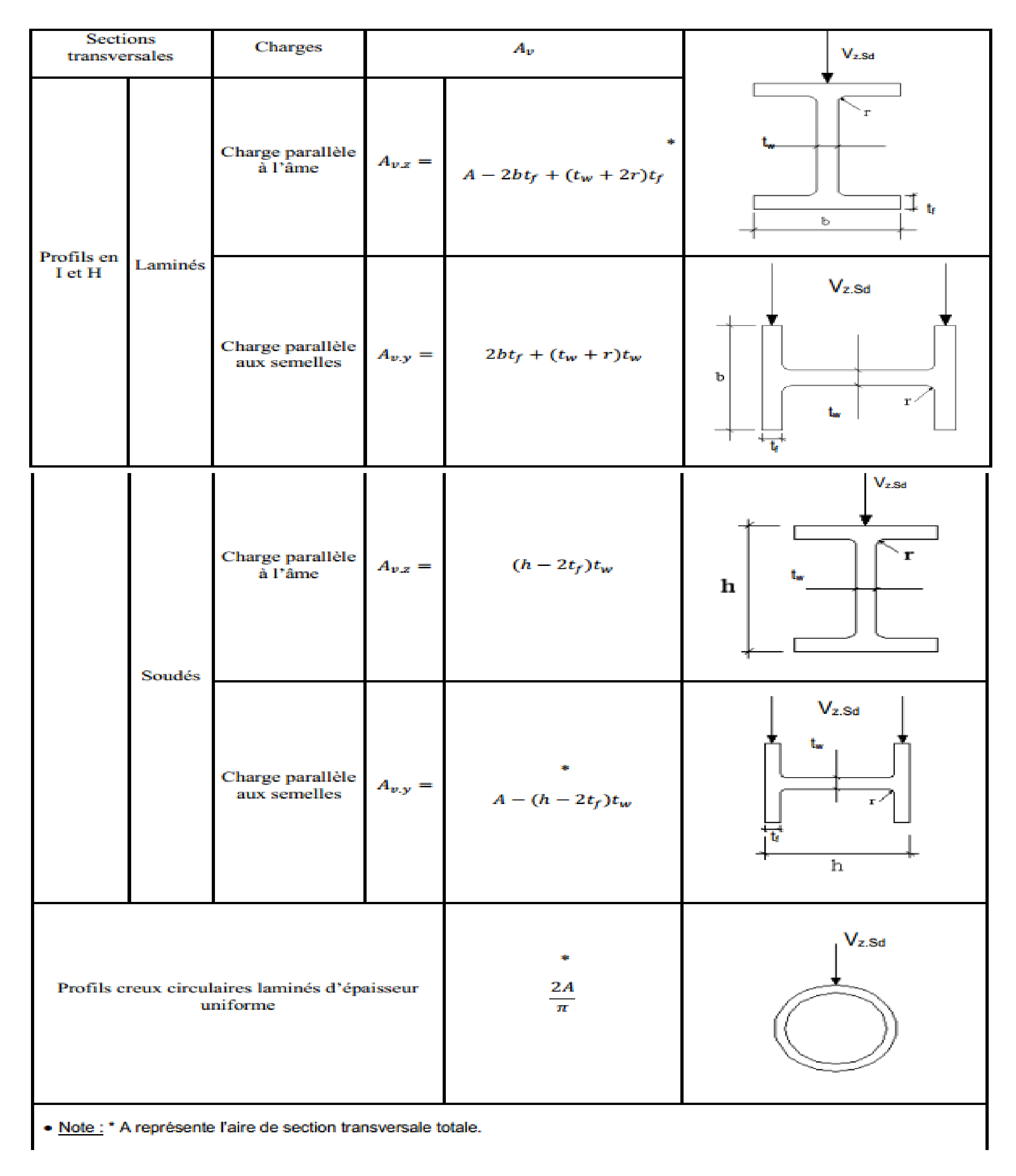
$$V_{ED} \leq V_{pl,Rd}$$

La résistance plastique au cisaillement :

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}\,\gamma_a}$$

A_v : l'aire du profilé métallique.

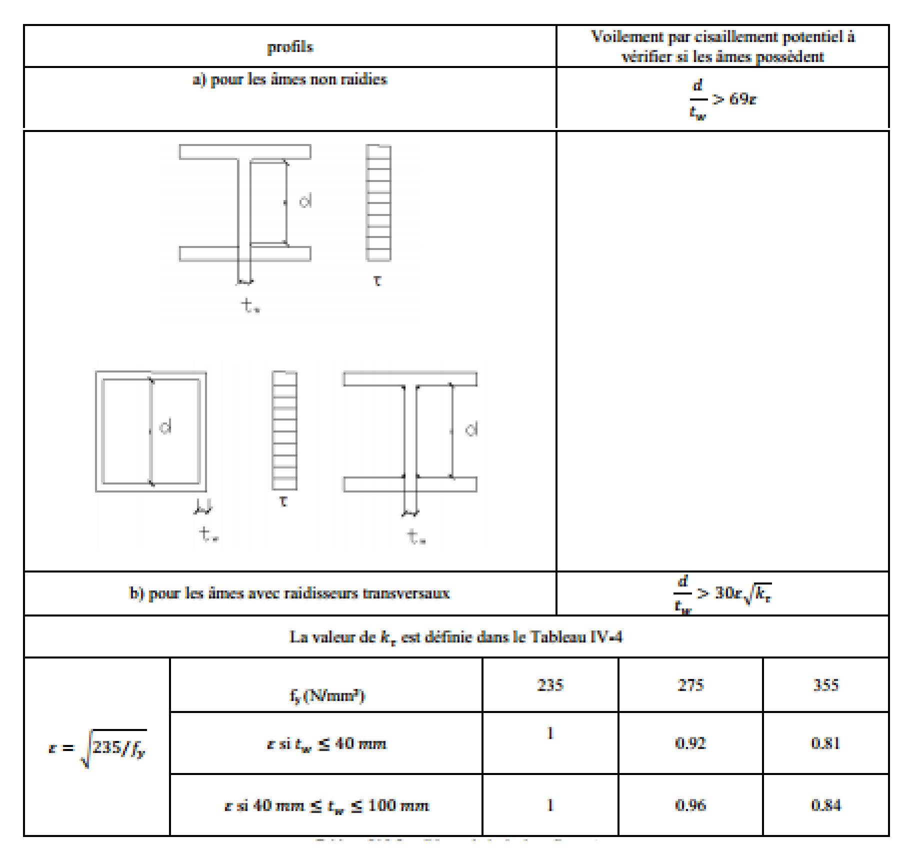
Le tableau suivant donne différentes valeurs courantes de Av :



Sections transversales		Charges	A_v	
Profils en I et H	Laminés	Charge parallèle à l'âme	$A_{v,z} =$	$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$ *
		Charge parallèle aux semelles	$A_{v,y} =$	$2bt_f + (t_w + r)t_w$
	Soudés	Charge parallèle à l'âme	$A_{v,z} =$	$(h - 2t_f)t_w$
		Charge parallèle aux semelles	$A_{v,y} =$	$A - (h - 2t_f)t_w$ *
Profils creux circulaires laminés d'épaisseur uniforme				$\frac{2A}{\pi}$ *

• Note : * A représente l'aire de section transversale totale.

Tableau 10 : valeur de Ay



profils	Voilement par cisaillement potentiel à vérifier si les âmes possèdent
a) pour les âmes non raidies	$\frac{d}{t_w} > 69\varepsilon$
b) pour les âmes avec raidisseurs transversaux	$\frac{d}{t_w} > 30\varepsilon\sqrt{k_\tau}$
La valeur de k_τ est définie dans le Tableau IV-4	

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm²)	235	275	355
	ε si $t_w \leq 40\ mm$	1	0.92	0.81
	ε si $40\ mm \leq t_w \leq 100\ mm$	1	0.96	0.84

Tableau 11 : condition vis-à-vis de voilement

En fait, l'utilisation d'une résistance plastique au cisaillement $V_{pl,Rd}$ n'est valable que si l'âme reste stable vis-à-vis du voilement par cisaillement du panneau d'âme adjacent à la section vérifiée.

- ✓ Resistance des connecteurs et calcul de connexion :

La fonction des connecteurs est de transmettre les efforts de cisaillement longitudinal entre le profilé métallique et la dalle.

La vérification s'effectue en ELU.

- **Résistance de calcul des goujons à la tête soudés :**
  - Goujons en présence d'une dalle plein :

$P_{Rd} = \min(0.8\frac{f_u}{\gamma_v}\left(\frac{\pi d^2}{4}\right); 0.29\alpha d^2\frac{\sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_v})$

Avec :

$$\alpha = 0.2\left(\frac{h}{d}+1\right), si\ 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1, si\ \frac{h}{d} > 4$$

- Goujons en présence d'une dalle mixte :

Cas 1 : dalle nervurée de tôle profilé en acier parallèle à la poutre :

Dans ce cas, on fait multiplier P_{Rd} par un coefficient k_i donné par la formule suivante :

$$k_i = \frac{0.6\ b_0}{h_p}\left(\frac{h}{h_p} - 1\right) \leq 1$$

b_0: est la largeur moyenne des nervures.
h : la hauteur hors-tout du goujon, mais devrait satisfaire la condition h ≤ h_p+75mm
h_p : la hauteur hors-tout de la tôle profilée en acier, hors bossages.

Cas 2 : dalle avec nervures transversales à la poutre porteuse.

Dans ce cas, on fait la même chose, on multiplier P_{Rd} par un coefficient k_t donné par la formule suivante :

$$k_t = \frac{0.7\ b_0}{\sqrt{N_r} h_p}\left(\frac{h}{h_p} - 1\right)$$

Où :

N_r: est le nombre de goujons dans une nervure au niveau d'une intersection de poutre, sans excéder 2 dans les calculs.
h_p: la hauteur hors-tout de la tôle profilée en acier hors bossages, et $h_p \leq 85mm$
b_0: la largeur moyenne des nervures, et $b_0 \geq h_p$
h: la hauteur hors-tout du goujon, mais devrait satisfaire la condition et $h \leq h_p + 75mm$

k_t	≤ 1	SI $N_r = 1$	Pour goujons sodés au travers de la tôle profilée en acier
	≤ 0.8	SI $N_r \geq 2$	

Tableau 12 : valeur de Kt

- Dimensionnement des connexions :

On définit la longueur critique comme la longueur comprise entre deux section critiques successive, il s'agit des longueur AB et AC (chercher la figure)

$$V_{if} = \min(A_a \frac{f_y}{\gamma_a}; h_c b_{eff}\left(0.85\ \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) + A_{se}\frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

Les connecteurs supposés ductiles reprennent pratiquement le même effort P_{Rd}, l'on déduit alors le nombre de connecteurs par longueur critique.

$$n_f^{(AB)} = n_f^{(AB)} = \frac{V_{if}}{P_{Rd}}$$

C'est le cas d'une connexion complète, si on est face d'une poutre continue ;

$V_{if}^{(BC)} = V_{if}^{(AB)} + F_s$,Avec : $F_s = A_s f_{sd}$ et le nombre des connecteurs est donné :

$$n_f^{(BC)} = \frac{V_{if}^{(BC)}}{P_{Rd}}$$

✓ Vérification à l'ELS :

Les exigences des poutres mixtes en ELS porte sur le calcul de la flèche, de la fissuration de béton et les vibrations pour les portées importantes.

- **Calcul de la flèche :**

Les valeurs admissibles de flèche :

Ouvrages	limites	
	δ_{max}	δ_2
toits en général	L/200*	L/250
toits supportant fréquemment des personnes autres que pour l'entretien	L/250	L/300
planchers en général	L/250	L/350
planchers et toits supportant des finitions fragiles ou des cloisons flexibles	L/250	L/350
planchers supportant des poteaux (sauf si la flèche a été incluse dans l'analyse globale pour l'Etat Limite Ultime)	L/400	L/500
L = portée de la poutre; pour les poutres en console : L = deux fois la portée de console		

Tableau 13 : flèches maximales

Pour une connexion complète, les effets du glissement dans les connecteurs est négligé.

(Si on adopte des connexions partielles il faut vérifier ça)

-les flèches dues au retrait sont significatif seulement pour les poutres isostatiques du bâtiment lorsque $\frac{L}{h_a+h_p+h_c} \geq 20$ et la déformation libre de béton est supérieur à 400.10^{-6} pour les portées supérieures à 12 m.

La courbure K_s due à une déformation de retrait libre ε_s est la suivante :

$$K_s = \frac{\varepsilon_s(h + 2h_p + h_c)A_a}{2(1 + nr)I_c}$$

n : est le coefficient de calcul de retrait =20

La flèche provoquée par cette courbure :

$$\delta_s = 0.125K_sL^2$$

Pour une poutre continue :

La flèche est réduite pour la fissuration et la plastification.

$$\delta = \delta_0(1 - C\frac{M_1 + M_2}{M_0})$$

Où :

C = 0.6 pour une charge uniformément répartie.

=0.5 pour une charge ponctuelle centrale.

M_0 et δ_0 sont le moment et flèche à mi- portée de la poutre à appuis simples équivalente.

$M_1 et\ M_2$ Les moments fléchissant négatifs au niveau des appuis (pour la même condition de charge), réduits pour la fissuration et la plastification.

- **Contrôle de la fissuration :**

On peut avoir des fissurations en zone de béton tendu qui est due non seulement aux actions de service mais plutôt aux effets de retrait de béton, les tassements différentiels, les effets thermiques, ce contrôle se fait s'il y a une susceptibilité de la corrosion de l'armature de la dalle.

Alors on prévoit toujours un pourcentage pour les armatures longitudinales dans les dalles

-0,4 % de l'aire de la section de dalle pour une construction étayée ;
-0,2 % de l'aire de la section de dalle pour une construction non étayée ;

Cette armature doit s'étendre sur une longueur de **0,25 L** de part et d'autre d'un appui intermédiaire si **L** est la longueur de la travée ; dans le cas d'un porte-à-faux de portée **L**, l'armature doit s'étendre sur une longueur de **0,5 L**, au-delà de l'appui, dans la travée adjacente au porte-à-faux. Par ailleurs, en présence d'une dalle mixte, on n'intègre pas dans les pourcentages précédents la contribution de la tôle profilée.

Il y a une formule pour limiter la largeur de la fissuration dues aux seuls déformations imposées ou contrariés, il convient d'adopter une aire minimale d'armature longitudinale sur la base de formule suivante :

$$A_s^{min} = k\ k_s\ k_c\ f_{ct}\ \frac{A_{ct}}{\sigma_s}$$

- k_s est un coefficient pouvant être pris égal à 0,9 et tenant compte de la réduction de l'effort normal dans la dalle due à la fissuration initiale et au glissement local de la connexion;
- k_c est un coefficient tenant compte de la distribution triangulaire des déformations dans la section mixte avant fissuration ,en notant que ce coefficient ne doit pas être pris supérieur à 1,0 ;
- k est un coefficient traduisant une perte de résistance locale du béton en rapport avec le rééquilibrage des contraintes au voisinage des fissures ; en pratique, on peut adopter la valeur k = 0,8
- f_{ct} est la résistance moyenne du béton en traction à la période où la fissuration est censée se produire ; au-delà de 28 jours, on peut prendre la valeur fctm donnée dans le tableau 1, [C 2 560] ;
-A_{ct} est l'aire de la dalle qui est tendue (pour la largeur participante) ;

- σ_s est la contrainte maximale autorisée dans l'armature immédiatement après la fissuration. D'une part, il convient d'avoir :

$$\sigma_s \leq f_{sk}$$

-f_{sk}est la limite d'élasticité caractéristique de l'acier d'armature, afin que l'armature reste élastique après fissuration.

On peut bien limiter la largeur des fissurations on prend une valeur plus faible que σ_s, il est appliqué pour les acier à haut adhérence.

σ_s (N/mm²)	Diamètre maximal des barres d'armature (mm)		
	w_k = 0,4 mm	w_k = 0,3 mm	w_k = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–

Tableau 14 : contrainte maximale σs des armatures

Avec : w_k largeur admise pour les fissures.

- **Vibrations :**

Il peut être important de limiter, dans les conditions de service, les vibrations provoquées par des machines et les oscillations dues à la résonance harmonique, en ayant des fréquences propres des structures ou de parties suffisamment différentes de celles de la source d'excitation. La fréquence propre fondamentale d'une poutre mixte simplement appuyée peut être évaluée à l'aide de la formule suivante :

$$f = \frac{18}{\sqrt{\delta}}$$

Où f est exprimé en Hz et δ en mm ; δ étant la flèche instantanée de la poutre produite par l'application de son poids propre et du poids appliqué à la dalle.

En ce qui concerne les planchers sur lesquels les personnes marchent normalement (bureaux, habitations…) ainsi les parkings, il convient de ne pas avoir une fréquence propre fondamental f inférieure à **3 Hz** Dans le cas des planchers de gymnase ou salle de danse, il convient de ne pas avoir une fréquence propre fondamentale f inférieure à **5 Hz.**

1.3.3 Calcul des dalles mixtes :

L'épaisseur hors-tout de la dalle mixte $\boldsymbol{h}$, doit être d'au moins 80mm. L'épaisseur de béton $\boldsymbol{h_c}$ audessus de la surface plane principale du sommet des nervures de la tôle ne doit pas être inférieure à 40 mm pour des raisons de non fragilité de la dalle et d'enrobage des armatures. Si la dalle a une action mixte avec la poutre ou si elle est utilisée comme diaphragme. L'épaisseur totale $\boldsymbol{h}$ doit être d'au moins 90 mm et $\boldsymbol{h_c}$ ne doit être inférieure à 50 mm.

NB : la taille des granulats ne doit pas dépasser :

- 0.4 $\boldsymbol{h_c}$
- $\frac{b_0}{3}$
- 31.5 mm

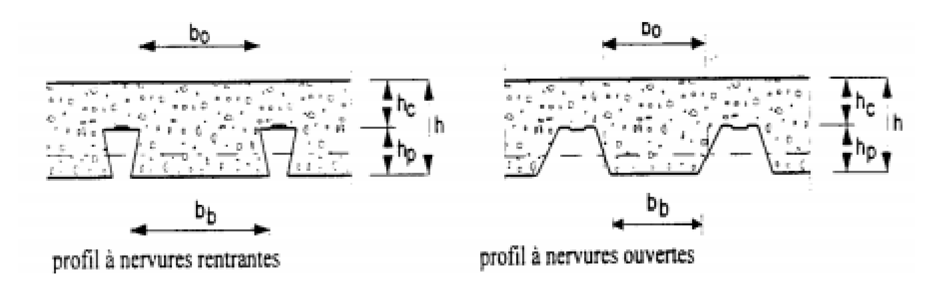


Figure 76 : dimension de la dalle et de la tole

Si les déformations longitudinales de la tôle et de la face du béton en contact avec la tôle sont égales, on parle de liaison complète entre le béton et la tôle,

Mettre des goujons pour permettre cette liaison complète.

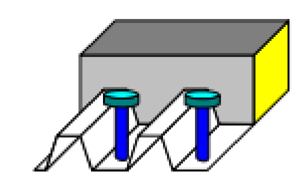


Figure 77 : dalle mixte avec connecteur

- ✓ Type de rupture des dalles mixte :

Il y a 3 types de ruptures :

- Type de rupture I : rupture par flexion en travée : elle a lieu pour les grandes portées et pour un degré de connexion élevé entre le béton et l'acier, Rupture en section I.
- Type de rupture II : rupture par cisaillement longitudinal : elle est déterminée par l'atteinte de la résistance limite de l'adhérence entre la dalle et l'acier. Elle a lieu en section II sur une longueur de cisaillement L_s
- Type de rupture III : rupture par cisaillement vertical aux appuis sous effort tranchant : ce type de rupture a lieu pour les cas particuliers de planchers de faibles portée, épais et très chargés. Elle a lieu en section III.

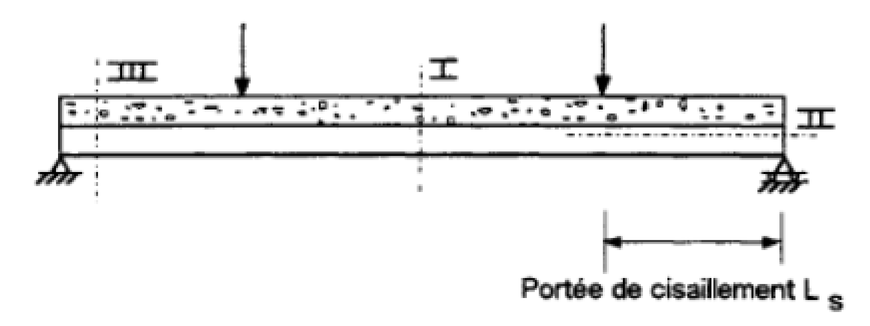


Figure 78 : sections critiques vis-à-vis de la ruine

- ✓ Vérification des sections :
- **A l'ELU sous comportement mixte :**
- Vérification de la résistance de la dalle en flexion, ruine type I

Résistance sous moment positif- Axe neutre plastique dans le béton, plus faible résistance de la tôle :

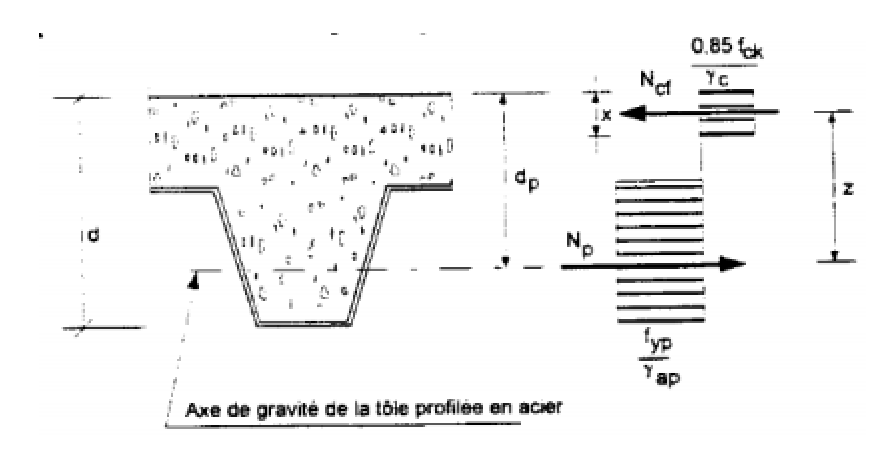


Figure 79 : rupture par plastification de l'acier

-effort horizontale dans la tôle :

$$N_p = A_p \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

-effort horizontale dans le béton :

$$N_{cf} = 0.85\, x\, b\, \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

-on détermine x par l'équilibre horizontale $N_p = N_{cf}$, on obtient :

$$x = \frac{A_p \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}}}{0.85\, b\, \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}$$

-le moment résistant plastique est égale à:

$$M_{p,Rd}^{+} = N_p z = \frac{A_p f_{yp}}{\gamma_{ap}}\left(d_p - \frac{x}{2}\right)$$

Avec :

x: la hauteur de béton comprimé à partir du sommet de la dalle ;
b : la largeur de la dalle ;
A_p: la section d'acier correspondant à la largeur b ;
d_p: la position de l'axe de gravité de la tôle.

Résistance sous moment positif - Axe neutre plastique dans la nervure, ruine par plus faible résistance du béton :

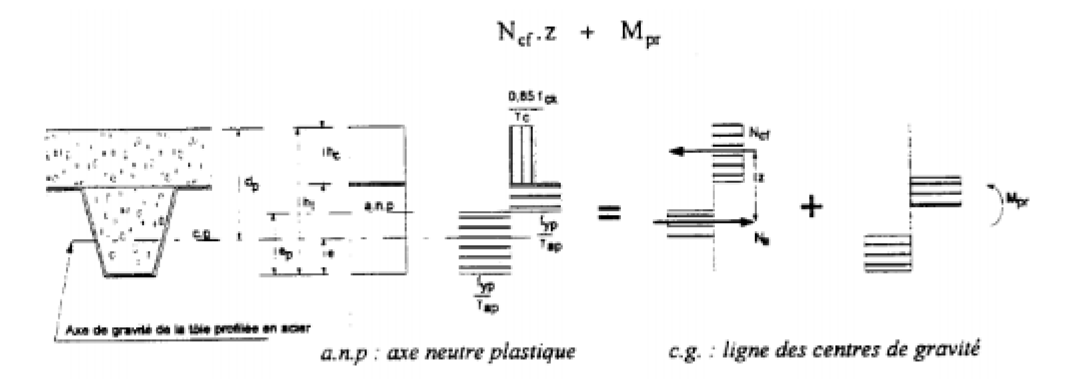


Figure 80 : rupture par insuffusance de béton

On commence par calculer l'effort dans le béton $N_{cf} = h_c b\ 0.85\ \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ à distribuer sur la section d'acier en régime plastique.

Le moment de résistance correspondant à la ruine du béton est égal à $M_c = N_{cf} z$

M_{pr} donné par la relation :

$M_{pr} = 1.25 M_{pa}\left(1 - \frac{N_{cf}}{A_p \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}}} \right)$

Avec :

M_{pa}: moment plastique de la tôle seule ;

$A_p f_{yp}$: résistance ultime de la tôle en traction.

z est déterminé par la formule :

$$z = h_c - 0.5\ h_c - e_p + (e_p - e)\left(\frac{N_{cf}}{A_p \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}}}\right)$$

Résistance sous moment négatif :

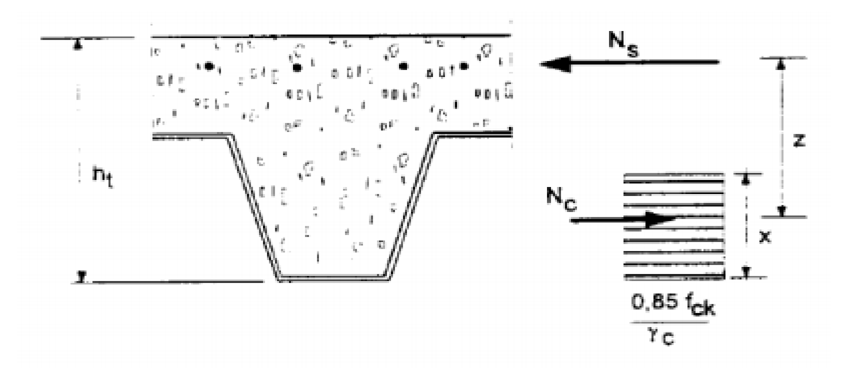


Figure 81 : détermination du moment ultime sous moment négatif

Comme le béton du la partie supérieure de la dalle est en traction, il est fissuré et ne reprend aucun effort. Seules les barres d'armature reprennent la charge de traction. La résistance de calcul en flexion est atteinte lorsque les armatures sont sollicitées à leurs contraintes de calcul $\frac{f_{sk}}{\gamma_s}$

$$N_s = A_s \frac{f_{ys}}{\gamma_s}$$

Pour la partie inférieure du diagramme, on considère en général que la tôle n'est pas suffisamment rigide en compression (élément minces) et qu'elle ne peut reprendre d'efforts, seul le béton participe à la résistance. Il y a en général suffisamment de béton dans les nervures pour équilibrer les efforts dans les armatures.

$$N_c = b_c\, 0.85\, \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = N_s$$

Où b_c est la largeur moyenne du béton situé dans les nervures.

L'équilibre horizontal impose que N_s= N_c

On détermine : $x = \frac{A_s \frac{f_{ys}}{\gamma_s}}{b_c\, 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}$ et z le bras de levier entre N_s et N_c

Le moment résistant est alors :

$$M^{-}_{p,Rd} = A_s\, z\, \frac{f_{ys}}{\gamma_s}$$

- Vérification de l'adhérence de la dalle, ruine de type II :

L'Eurocode 4 fournit la formule suivante :

$$V_{L,Rd} = \frac{b\, d_p(\left(m \frac{A_p}{bL_s}\right) + k)}{\gamma_{vs}}$$

$V_{L,Rd}$: résistance ultime en cisaillement horizontal déterminée par l'intermédiaire de l'effort tranchant vertical.
L_s : portée de cisaillement ;
d_p : hauteur moyenne de la dalle de béton ;
b : largeur de la dalle de béton ;

Où γ_{vs}=1.25 est le facteur partiel de sécurité applicable à la résistance$V_{L,Rd}$, m et k dépendent du type de tôle profilée et des dimensions de la section de la dalle. La longueur de cisaillement L_s dépend du type de chargement. Pour une charge uniformément répartie sur la portée L, L_s vaut $\frac{L}{4}$. Pour une charge concentrée, L_s est la distance entre la charge et l'appui le plus proche.

On peut définir 3 types de ruines selon la portée :

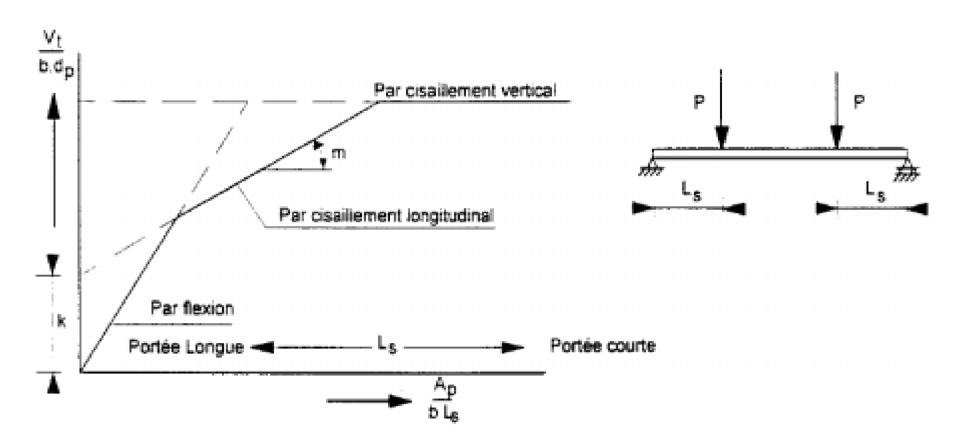


Figure 82 : types de rupture en fonction de la portée

- Vérification de la résistance de la dalle à l'effort tranchant, ruine de type III :

La résistance au cisaillement vertical $V_{v,Rd}$ d'une dalle mixte sur une largeur égale à la distance entre axes des nervures peut être déterminée au moyen de la relation suivante :

$$V_{v,Rd} = b_0 d_p \tau_{Rd} k_v (1.2 + 40\rho)$$

-Où b_0 représente la largeur moyenne des nervures de béton (on prend la largeur minimale pour les profils de tôle rentrant) ;

- τ_{Rd} Représente la résistance de base au cisaillement, à prendre égale à $\frac{0.25\, f_{ctk}}{\gamma_c}$;

-f_{ctk} est égal à **0,7**f_{ctm} ;

-$\rho = \frac{A_p}{b_0 d_p} \leq 0.02$; A_p représente la section utile de la tôle en acier en traction à l'intérieur de la largeur considérée b_0 ;

-$k_v = (1.6 - d_p) \geq 1$, avec d_p exprimée en m.

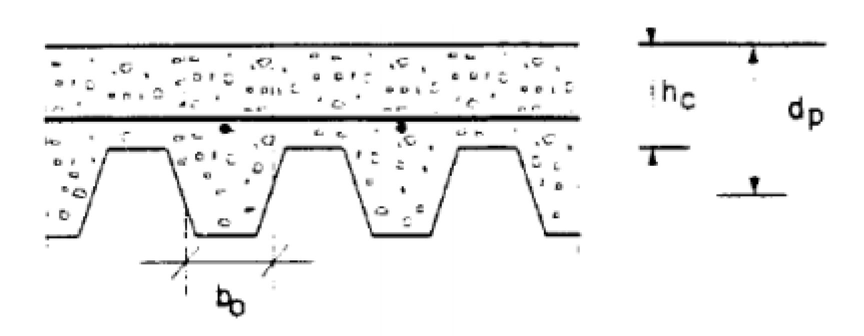
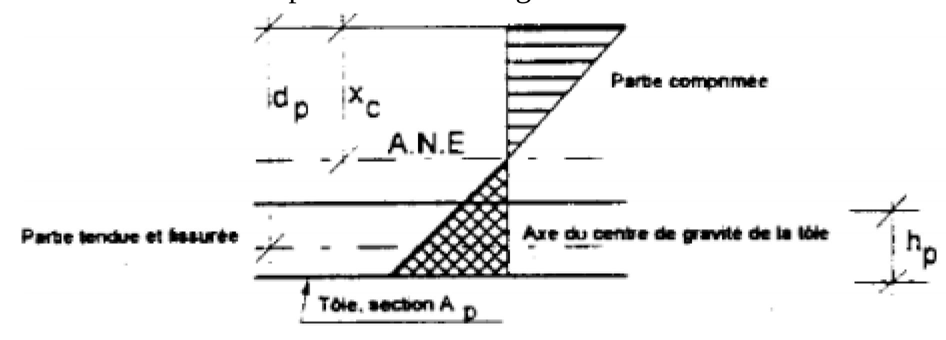


Figure 83 : ruine par cisaillement dans le béton

- ✓ Vérification à l'état limite de service (ELS) en comportement mixte.

La flèche de la dalle mixte peut être calculée en utilisant une méthode d'analyse linéaire et en considérant une inertie moyenne entre celle des sections fissurées et celle des sections non fissurées. On tient compte des éventuels glissements aux extrémités des dalles.



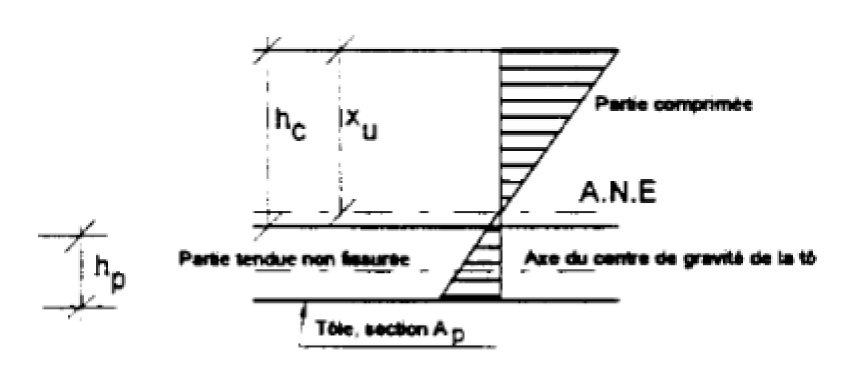


Figure 84 : les inerties pour le béton fissuré et non fissuré selon le moment positif

Pour la partie tendue supposé fissuré, sous moment positif, le moment d'inertie de la section est comme suit :

$$I_{cc} = \frac{bx_c^3}{12n} + \frac{bx_c\left(\frac{x_c^2}{2}\right)}{n} + A_p\left(d_p - x_c\right)^2 + I_p$$

x_c est la position du centre de gravité par rapport au sommet de la dalle obtenu par la formule :

$$x_c = \frac{nA_p}{b}\left(\sqrt{1 + \frac{2bd_p}{nA_p}} - 1\right)$$

Pour la partie tendue supposé non fissuré, sous moment positif, le moment d'inertie de la section est comme suit :

$$I_{cc} = \frac{bh_c^3}{12n} + \frac{bh_c\left(x_u - \frac{h_c}{2}\right)^2}{n} + \frac{b_m h_p^3}{12n} + \frac{b_m h_m\left(h_t - x_u - \frac{h_p}{2}\right)^2}{n} + A_p\left(d_p - x_u\right)^2 + I_p$$

x_u est la position du centre de gravité par rapport au sommet de la dalle

$$x_c = \frac{\sum A_i z_i}{\sum A_i} = \frac{\frac{bh_c^3}{2} + b_m h_p \left(h_t - \frac{h_p}{2}\right) + nA_p d_p}{bh_c + b_m h_p + nA_p}$$

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{E_a}{0.5(\frac{4}{3}E_{cm})}$$

2. La présentation de l'application et Logiciel de calcul :

La procédure de dimensionnement des sections mixtes conformément à l'Eurocode 4, telle que présentée dans la partie précédente, s'avère être fort laborieuse.

Cette réflexion nous incite à penser à l'utilisation d'un programme de calcul permettant d'appliquer la méthodologie de calcul des éléments mixtes pour le cas de notre projet, selon le règlement en vigueur, de façon automatique et rapide tout en ayant le contrôle des différents paramètres entrant en jeu. Le programme de calcul utilisé a pour objectif la vérification à l'ELU des sections mixtes suivantes :

- ✓ section de poutre mixte soumise à :
  - l'effort tranchant V_{Sd}.
  - moment fléchissant M_{Sd}.
  - une combinaison d'effort tranchant et moment fléchissant.
- ✓ vérification des dalle mixte.

le fonctionnement génerale du logiciel :

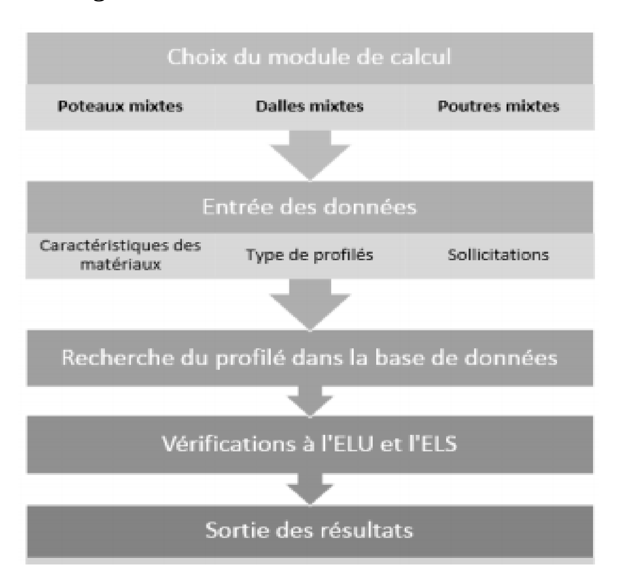


Figure 85 : fonctionnement du logiciel de calcul

2.1 L'interface de l'application ABC

- on entre les paramètres géneraux de l'élément à savoir le type de la poutre ,son enrobage et sa longueur.

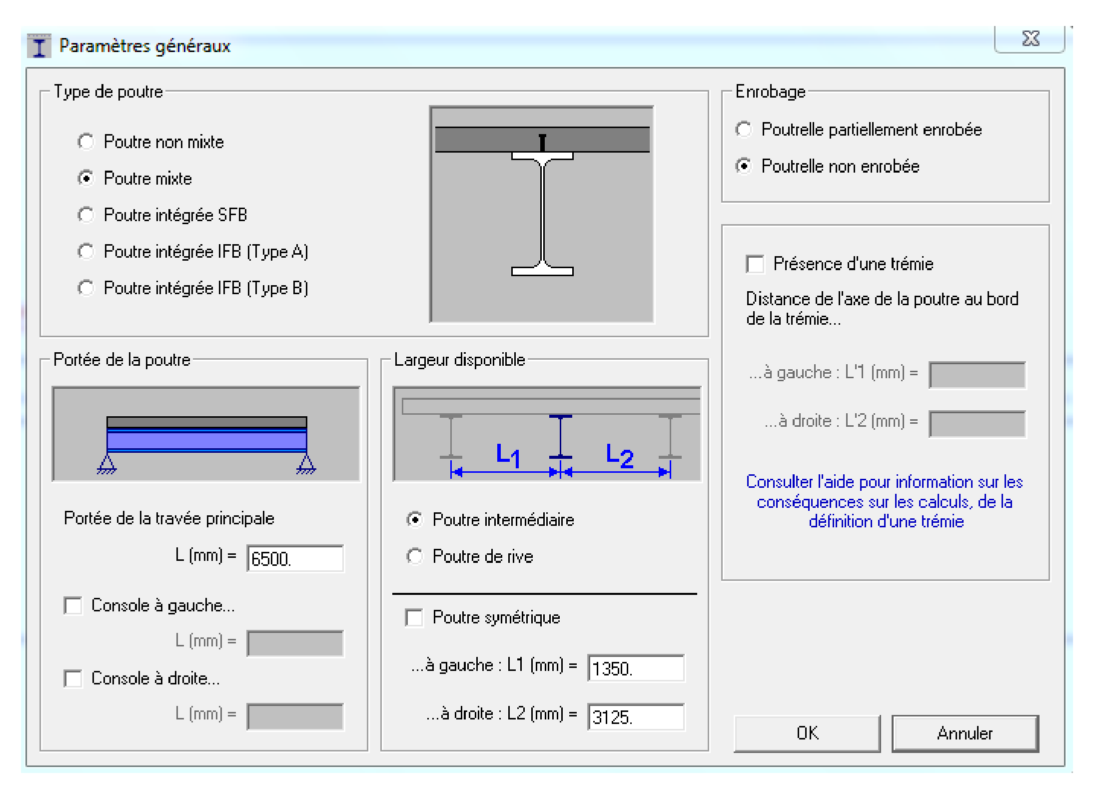


Figure 86 : paramètres généraux – interface d'ABC

ensuite on choisit la section du profilé et sa nuance d'acier.

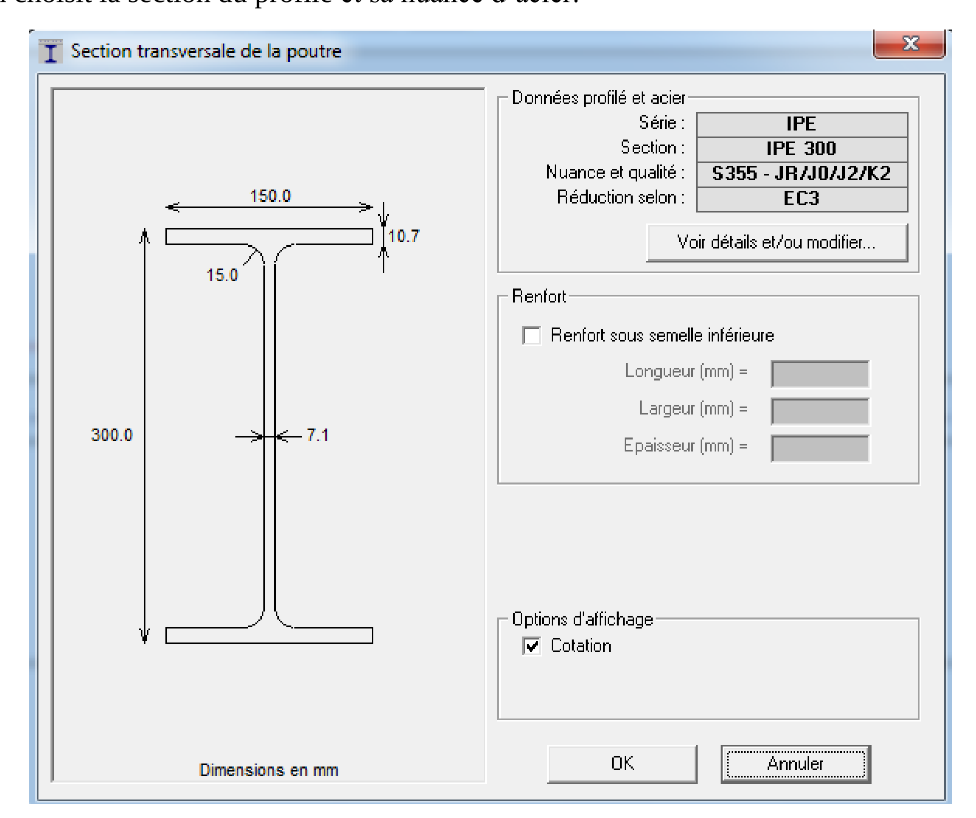


Figure 87 : choix de la section transversale de la poutre –ABC

on définit la dalle(Bac acier , …) et son épaisseur .

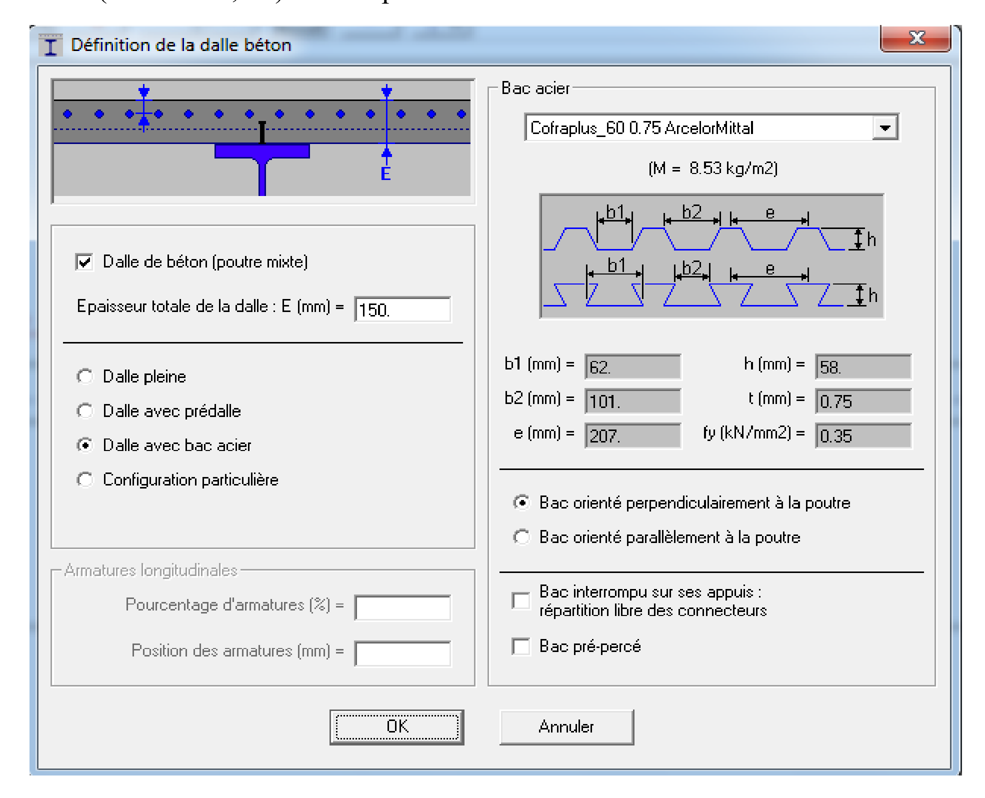


Figure 88 : définition de la dalle mixte – ABC

2.2 L'interface de l'application A3C :

- la manipulation de cette application commence par l'entrée des paramètres géneraux de l'élément à savoir le type du poteau ,ses conditions d'appui et sa longueur.

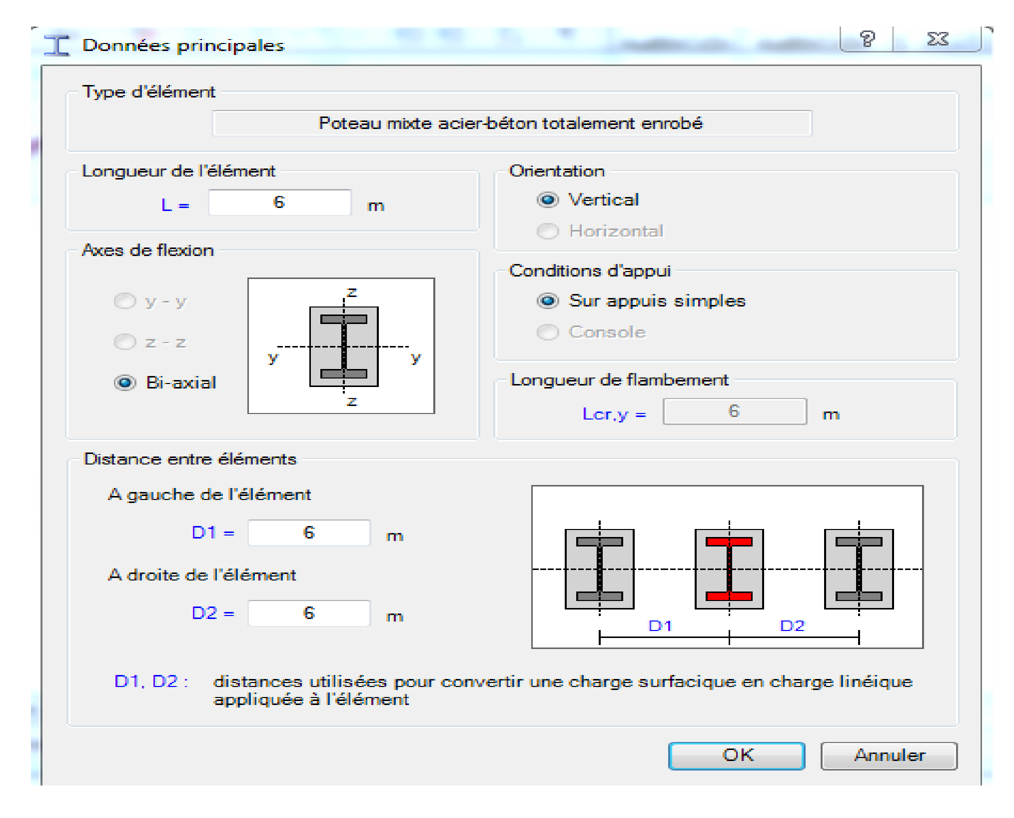


Figure 89 : paramètres généraux- interface d'A3C

ensuite on définit la section transversale du poteau, son enrobage et la classe de béton utilisée et aussi les diamètres des armatures longitudinales et transversales.

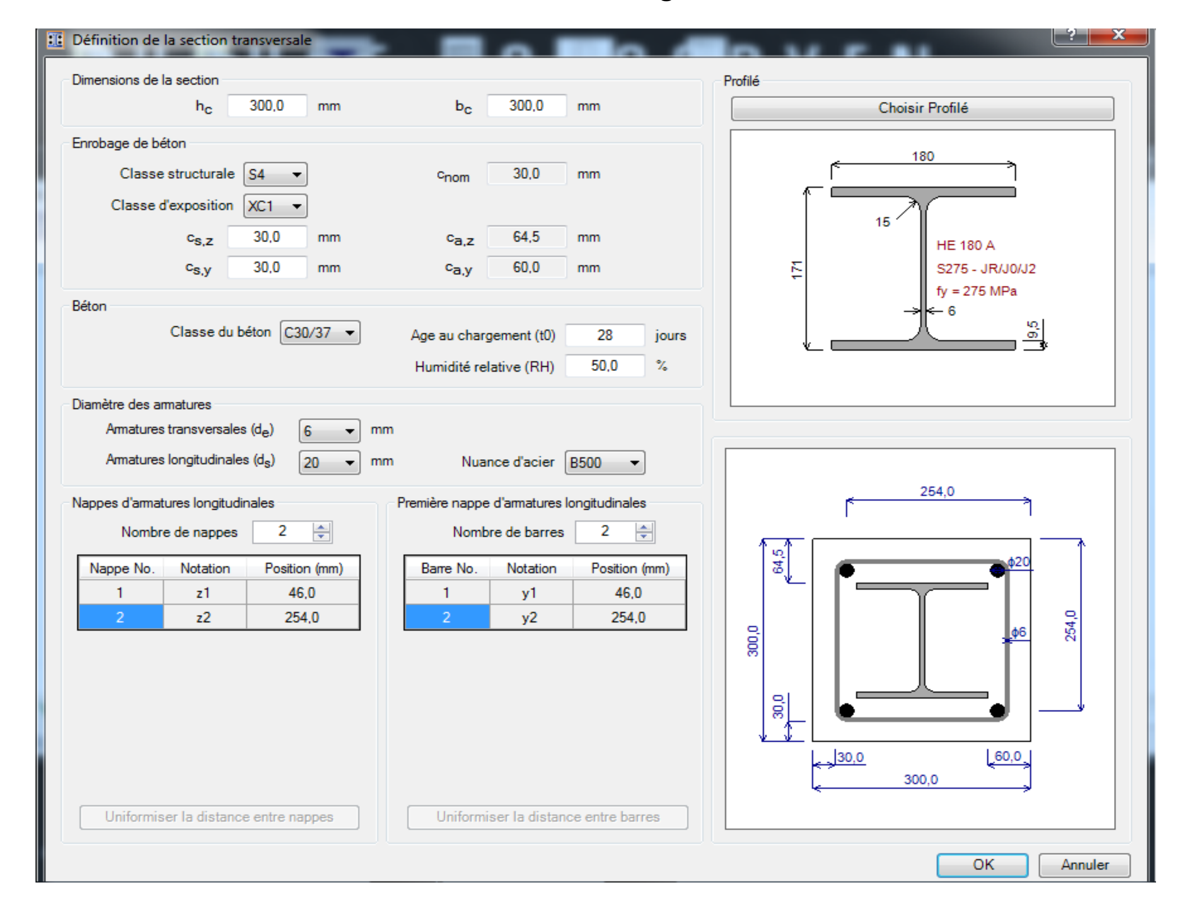


Figure 90 : choix de la section transversale du poteau –A3C

Après la validation des données, une note de calcul donnera les résultats de vérification du poteau à l'ELU et à l'ELS.

2.3 Modélisation sur Robot

pour le calcul manuel des éléments structuraux (poutre et poteaux mixte) par l'Eurocode 4 on se base sur la descente de charge obtenu grâce à la modélisation du bâtiment sur le Logiciel robot

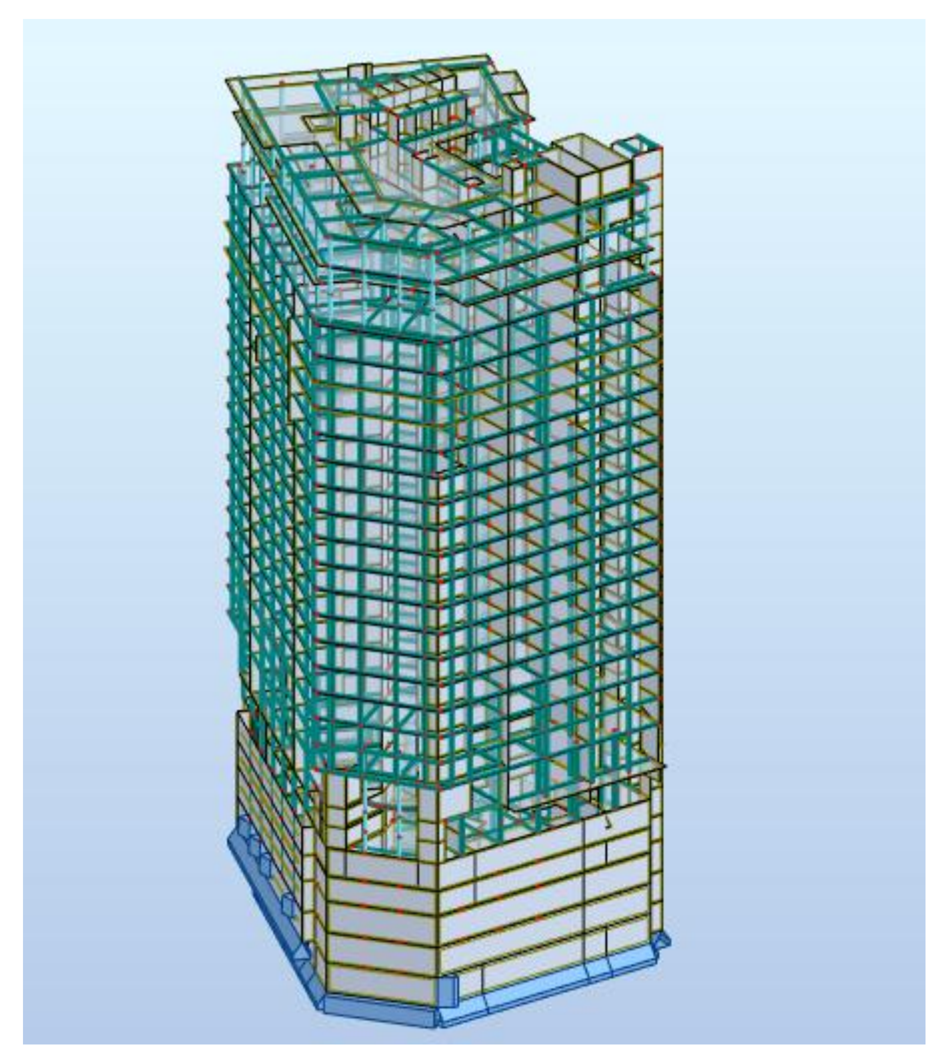


Figure 91 : modélisation de RMC par ROBOT

Chapitre 4 : calcul des charges dû au vent et au séisme

1. Effet du vent :

Les surcharges due au vent seront déterminées par le cahier des prescriptions commune applicable, le calcul et la réglementation est faite suivant le NV65.

On admet généralement que l'action de vent sur la paroi est toujours normale que ce soit une pression ou dépression

Pour le vent, on distingue deux cas :

- le vent normal qui est survenu durant toute l'année et pour lequel la structure doit résister sans apparition des dommages.

-le vent extrême qui a une probabilité de dépassement très petite, et qui peut causer des dommages à la structure mais sans qu'il y a une ruine.

Selon le Règlement NV 65, La direction du vent que propose le règlement pour la forme de polygone de 6 cotés doit être :

- Normal à une face comme indiqué dans la figure.
- Normal au maitre couple du cercle circonscrit.

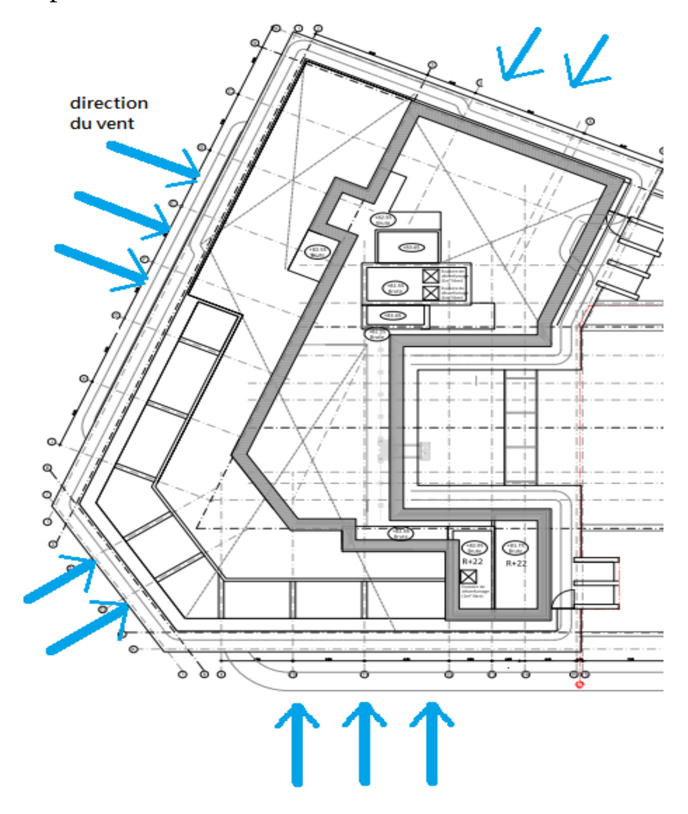


Figure 92 : direction du vent

La pression du vent sur une paroi est donnée la formule suivante :

$$q(h) = q_{10} K_s K_h K_m \delta \beta (c_e - c_i)$$

Où :

q_{10} : la pression dynamique de base à 10 m.

K_s : coefficient qui tient compte de la nature de site.

K_h : coefficient correcteur due à la hauteur au-dessus du sol.

K_m : coefficient de masque.

δ : coefficient de réduction.

1.1 Calcul de pression de vent :

1.1.1 La pression dynamique de base q_{10}

C'est une pression qui est exercé à une hauteur de 10 m, sans effets de masque.

Région	Pressions dynamiques de base	
	NORMALE (daN/m²)	EXTREME (daN/m²)
I	53,5	93,3
II	68	119
III	135	236

Tableau 15 : pression dynamique de base

Notre projet se trouve à Casablanca, qui appartient à la région 1 comme l'indique la carte du vent de

Maroc, alors la pression normale de base est : $q_{10} = 53.5\ daN/m^2$

1.1.2 Effet de site :

La nature de site peut également augmenter ou diminuer la vitesse de vent et donc la pression correspondante.

	Région I	Région II	Région III
Site protégé	0,80	0,80	0,80
Site normal	1,00	1,00	1,00
Site exposé	**1,35**	1,30	1,25

Tableau 16 : coefficient dépendant de site et région

Notre projet appartient à un site exposé vue qu'il se trouve au voisinage de la mer, alors on prend : $K_s = 1.35$

1.1.3 Effet de la hauteur au-dessus du sol

L'effet de hauteur est traduit par le coefficient de pondération :

$$K_h = 2.5\frac{H + 18}{H + 60}$$

Avec : H : la hauteur en m au-dessus du sol.

1.1.4 Effet de masque :

On prend $K_m = 1$ car on n'a pas d'effet de masque.

1.1.5 Effet de dimension δ :

Le coefficient de réduction δ tient compte de la variation de la pression dynamique moyenne du vent en fonction de la dimension de la surface frappée ; en effet la structure du vent n'étant pas uniforme, les tourbillons locaux influencent les pressions dynamiques moyennes qui sont plus faibles sur les grandes surfaces que sur des surfaces réduites. Il est rapporté à une seule dimension pour ne pas compliquer les règles et parce qu'on ne dispose d'aucune donnée concernant la simultanéité et la superposition de tourbillons d'axe horizontal et d'axe vertical.

On peut se référer par cette figure, afin de déduire le coefficient réducteur ;

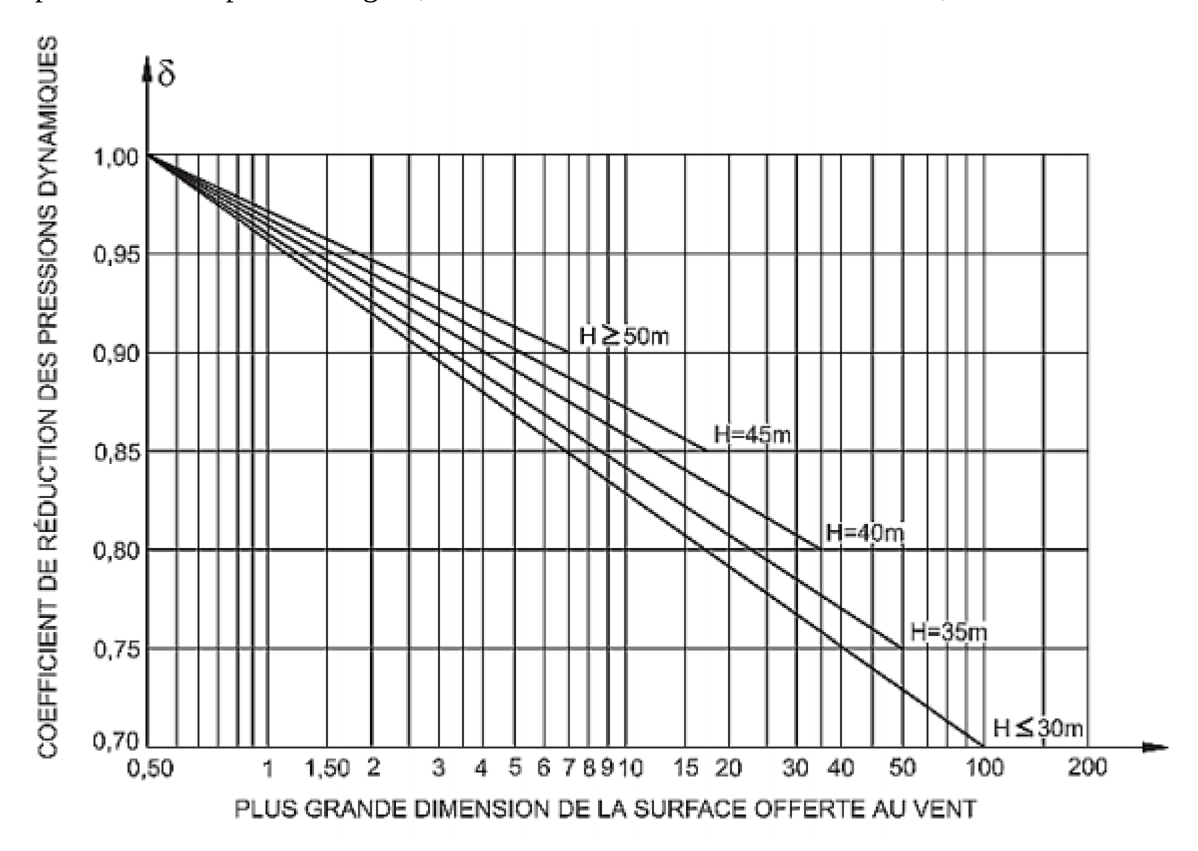


Figure 93 : coefficient de réduction des pressions dynamiques

Sachant que notre H est supérieur à 50 m alors $\delta = 0.9$.

1.1.6 Coefficient dynamique β

L'article 1.5 stipule d'ajouter l'effet dynamique à ceux statique car on peut avoir des résonances dans ce sens.

β dépend des caractéristique mécaniques et dynamiques de la construction et aussi de la période de mode fondamental

$$\beta = \theta(1 + \xi\ \tau)$$

Avec :

θ : le coefficient global qui dépend du type de construction

τ : coefficient de pulsation déterminé en fonction de cote H

ξ : coefficient de réponse donné en fonction de la période.

- ✓ La détermination de la période T:

Pour les structures contreventées en béton armé, la période fondamentale s'exprime de cette façon :

$$T = 0.09\frac{H}{\sqrt{L}}$$

H : la hauteur totale du bâtiment

L : la longueur du bâtiment parallèle à la direction du vent

On a :

H = 83.85 m

L = 31.82 m

Alors :

$$T = 1.33$$

- ✓ Détermination de ξ :

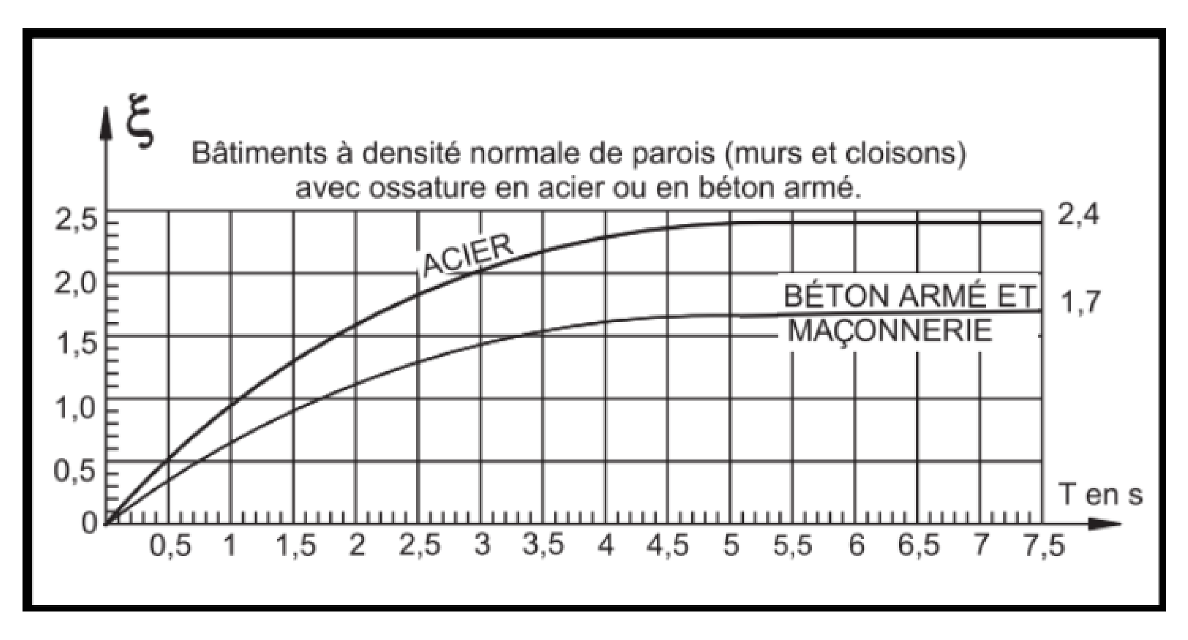


Figure 94 : détermination du coefficient ξ

D'après le diagramme,

$$\xi = 0.8$$

- ✓ Détermination de ϴ :
- ✓ Etant donné que notre structure est basée sur 7 cotés ; le règlement prend ;

ϴ = 1

- ✓ Détermination de τ :

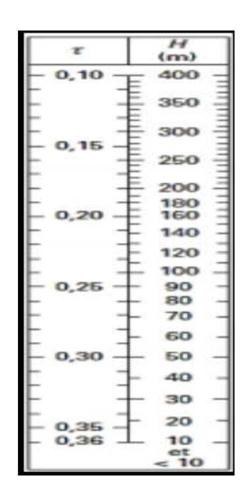


Figure 95 : détermination de τ

On a H = 83.85 m, alors $\tau = 0.25$

Calculons maintenant β :

$$\beta = \theta(1 + \xi\tau)$$

$$\beta = 1 \times (1 + 0.8 \times 0.25)$$

$$\beta = 1.2$$

1.2 Calcul de la charge du vent :

1.2.1 Coefficient global de trainée c_t :

L'aérodynamisme de la construction joue un rôle important dans sur l'action du vent, les règles de NV65 définissent des catégories de forme, on a un prisme avec 7 cotés, alors notre structure se trouve en catégorie 2.

Le tableau suivant donne les coefficients de trainée correspondant :

Catégorie	Constructions à base polygonale régulière ou circulaire		Coefficients c_{t0}
I	Prismes de trois ou quatre côtés		1,30
II	Prismes de plus de quatre côtés et de dix côtés au plus avec ou sans nervures arrondies.	Cinq côtés Six côtés Huit côtés Dix côtés	1,05 0,95 0,85 0,80
III	Prismes de plus de dix côtés et de vingt côtés au plus, avec ou sans nervures arrondies[1] (n étant le nombre de côtés). d ≥ 0,28 d < 0,28 et d√q ≥ 1,5 0,5 < d√q < 1,5 d√q ≤ 0,5		 1,05 − 0,025 n 1,05 − 0,025 n 0,80 − 0,02 d√q − 0,25 n (n − 10) 0,85 − 0,005 n
IV	Cylindres à base circulaire avec nervures minces ou épaisses à arêtes vives (saillies comprises entre 0,01 d et 0,10 d).		0,75
V	Prismes de vingt côtés et plus, avec ou sans nervures arrondies. Cylindres rugueux à base circulaire sans nervure[1]. d ≥ 0,28 d < 0,28 et d√q ≥ 1,5 0,5 < d√q < 1,5 d√q ≤ 0,5		 0,55 0,55 0,85 − 0,20 d√q 0,75
VI	Cylindres à base circulaire sans nervure et possédant un poli spéculaire et durable[1]. d ≥ 0,28 d < 0,28 et d√q ≥ 1,5 0,5 < d√q < 1,5 d√q ≤ 0,5		 0,45 0,45 0,90 − 0,30 d√q 0,75
1. Dans les inégalités d est exprimé en mètres et q en décanewtons par mètre carré.			

Tableau 17 : coefficient de trainée selon catégories

Alors le coefficient de trainée retenue pour notre structure est $c_{t0} = 0.85$

1.2.2 Le rapport de dimensionnement **λ** :

Les règles R-3 stipule que pour les constructions où le maitre de hauteur est constant tout au long de la construction, le rapport de construction est donné par la formule suivante :

$$\lambda = \frac{h}{d} = \frac{83.85}{31.82} = 2.63$$

1.2.3 Le coefficient γ :

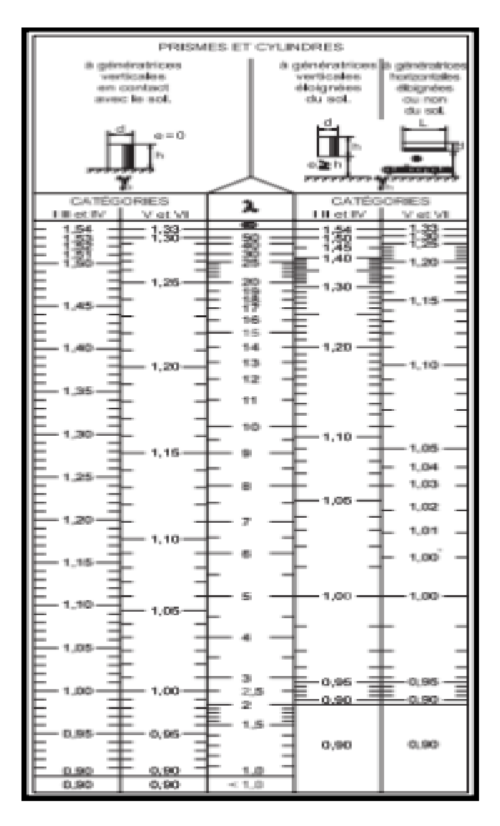


Figure 96 : coefficient γ

Alors on a $\gamma = 1.00$

On déduit alors le coefficient global de trainée :

$$c_t = c_{t0} \times \gamma = 0.85$$

1.2.4 Action à l'intérieur C_i :

Les coefficients des actions à l'intérieure sont donnés dans le tableau suivant :

Catégorie	Surpression	Dépression
II	$c_i = +0,6\,(1,50 - c_t)$	$c_i = -0,6\,(1,50 - c_t)$
III	$c_i = +0,6\left(1,90 - \frac{4_n}{100} - c_t\right)$	$c_i = -0,6\left(1,90 - \frac{4_n}{100} - c_t\right)$
IV	$c_i = +0,6\,(1,40 - c_t)$	$c_i = -0,6\,(1,40 - c_t)$
V et VI	$c_i = +0,6\,(1,10 - c_t)$	$c_i = -0,6\,(1,10 - c_t)$

Tableau 18 : surpression – dépression

Alors pour la surpression :

$$c_i = +0.6(1.5 - c_t) = +0.39$$

Et pour la dépression :

$$c_i = -0.6(1.5 - c_t) = -0.39$$

1.2.5 Action à l'extérieur C_e :

Pour la surpression :

$$c_e = +0.85$$

Et pour la dépression :

$$c_i = -(1.3\gamma_0 - 0.8) = -0.5$$

1.2.6 Les résultats obtenus :

	H(m)	F (daN)
RDC	6.4	9771,90909
R+1	11.4	8554,54313
R+2	14.7	6002,31506
R+3	18	6328,48179
R+4	21.3	6628,17005
R+5	24.6	6904,47836
R+6	27.9	7160,03998
R+7	31.2	7397,10701
R+8	34.5	7617,61697
R+9	37.8	7823,2459
R+10	41.1	8015,45098
R+11	44.4	8195,50516
R+12	47.7	8364,52538
R+13	51	8523,49575
R+14	54.3	8673,28673
R+15	57.6	8814,67107
R+16	60.9	8948,33716
R+17	64.2	9074,90022
R+18	68.2	11175,2418
R+19	71.7	9904,95278
R+20	75.2	10025,0134
R+21	79.05	11165,1092
R+22	83.65	13525,0002

Tableau 19 : les forces du vent sur les façades des étages

2. Actions de séisme :

2.1 Généralité sur la construction parasismique :

On appelle un ouvrage parasismique, tout ouvrage conçu et réalisé conformément à la réglementation en vigueur, ces règles sont interprétées comme une garantie de résistance au tremblement de terre.

2.2 Les règles parasismiques :

Les règles de RPS 2011 sont appliquées aux bâtiments pour résister le mieux possible au séisme.

La réduction des effets du mouvement du sol sur le bâtiment peut être obtenue par plusieurs manière à savoir :

- Rendre le bâtiment assez " souple " pour que l'énergie des mouvements du sol ne le brise pas sous sa propre inertie
- Monter le bâtiment sur des amortisseurs qui vont absorber une partie de l'énergie du mouvement du sol.
- Une troisième technique est aussi employée depuis peu : il s'agit de mettre en place un contrepoids au sommet du bâtiment, qui va se déplacer en réponse aux mouvements du sol de sorte que le centre d'inertie du couple (bâtiment, contrepoids) ne bouge pas lorsque le sol tremble.

2.3 Le calcul sismique :

Le calcul est basé sur le concept de la force, les structures qui subissent une mise de mouvement, leurs survies dépendent de leurs capacités à absorber cette énergie et de tolérer les déplacements que de leur résistance pure.

Le facteur le plus destructeur observé lors des tremblements de terre est la résonance des constructions avec le sol. La résonance accroît considérablement les amplitudes d'oscillation et, par conséquent, multiplie l'intensité des charges sismiques par un facteur important (les charges sismiques sont proportionnelles aux amplitudes d'oscillation, appelées " déplacements"

La stratégie de protection parasismique réglementaire consiste à conférer aux constructions une ductilité suffisante pour éviter leur dislocation lors des oscillations imposées. On accepte donc des dommages localisés (rotules plastiques) bien placés, économiquement réparables ou non, dans le but d'éviter l'effondrement de l'ouvrage sur les occupants.

2.4 Hypothèses de calcul de projet :

2.4.1 Classification du bâtiment :

Puisque le bâtiment étudié est à usage résidentiel et de bureau donc on est dans la classe 2.
Et par conséquence le coefficient de priorité est de 1.2 comme l'indique ce tableau.

Classe de constructions	Coefficient I
Classe I	1.30
Classe II	1.20
CLASSE III	1.0

Tableau 20 : coefficient de priorité I

2.4.2 Coefficient d'accélération :

Ce coefficient est défini comme étant le rapport de l'accélération maximale du sol et de l'accélération de gravité g.
Il dépend aussi de la zone où il se trouve la structure, le RPS 2000 révision 2011, divise le Maroc en 5 zones :
Notre bâtiment se situe à Casablanca, alors la zone sismique c'est la zone 2.et nous avons un coefficient d'amortissement égale à 0.08.

2.4.3 La ductilité :

La ductilité traduit la capacité d'une structure à dissiper de l'énergie sous sollicitations de séisme par des déplacements inélastique sans toucher sa résistance.
Cette ductilité dépend des caractéristiques de matériau utilisé et aussi des dimensions de la construction
Pour notre bâtiment, on se retrouve en classe 2, avec un coefficient d'accélération égale à 0.08, alors le niveau de ductilité correspondante, selon RPS 2000, est 1 (ND1).

2.4.4 Le facteur de comportement :

Le facteur de comportement dépend de type de système de contreventement et du niveau de ductilité.
Conformément à ce tableau,

Système de contreventement	ND 1	ND2	ND 3
OSSATURES EN BETON ARME			
Portiques en Béton armé	2	3.5	5
Voile et Portique	2	3	4
Voile	1.4	2.1	2.8
Voiles couplés	1.8	2.5	3.5
OSSATURES EN ACIER			
Portique à nœuds rigides	3	4.5	6
Ossature contreventée	2	3	4

Tableau 21 : facteur de comportement K

Pour notre projet, le facteur de comportement K égale à 1.4.

2.4.5 L'amortissement

type de structure	ξ (%)
Structures en béton armé	5%
Ossatures métalliques avec murs extérieurs lourds et cloisons	
Ossatures métalliques avec murs extérieurs et intérieurs légers	3%

Tableau 22 : coefficient d'amortissement

L'amortissement traduit le degré de frottement interne développé par la structure en mouvement. Il est défini par un coefficient ξ, Dans notre cas le bâtiment est une structure en mixte où le système de contreventement est constitué de voile en béton armé avec murs extérieurs lourds et cloisons, donc ξ = 5%.

2.4.6 Facteur d'amplification :

Le facteur d'amplification qualifie le comportement de la structure en fonction de sa période de vibration, ce facteur est donné par le spectre de réponse du bâtiment en fonction de site et la période fondamentale T du bâtiment.

Rapport des zones Za / Zv	Période T		
	≤ 0.25	$0.25 < T < 0.50$	$0.50 \leq$
1 <	1.9	1.9	
1	2.5	$-2.4\,T + 3.1$	
1 >	3.5	$-6.4\,T + 4.2$	$1.20/(T)^{2/3}$

Tableau 23: détermination du facteur d'amplification

2.5 Tableau récapitulatif :

Classe du bâtiment	Classe 2
Coefficient de priorité I	1
Coefficient d'accélération A	0.08
Niveau de ductilité	ND1
Coefficient de comportement	1.4
Amortissement	5%
Zonage	Zone 2
Coefficient de site S	2
Coefficient de masse partial	0.2

Tableau 24 : tableau récapitulatif

2.6 La vérification de la régularité :

Type de vérification	
Forme en plan	Forme de la structure
	Les parties saillantes
	Distance entre le centre de masse et le centre de rigidité
	L'élancement
Forme en élévation	Distribution de la rigidité et de la masse
	Rétrécissement graduel en élévation
	Élargissement graduel sur la hauteur
	Pour les bâtiments dont la hauteur ne dépasse pas 12 m

Tableau 25 : vérification de la régularité

Vu que notre bâtiment n'est pas régulier, alors on se base directement sur l'approche dynamique, qui nécessite une analyse modale, d'où il fallut rechercher les effets maximaux d'un séisme à l'aide du logiciel CYPECAD.

2.7 La répartition verticale de la force sismique sur chaque niveau :

Selon le règlement de RPS, la force sismique latérale totale V doit être répartie sur toute la hauteur de la structure de la manière suivante :
Une partie F_t de la force V est affecté au sommet et le reste $V - F_t$ doit être répartie sur tous les niveaux y compris le dernier niveau selon la formule suivant :

$$F_n = (V - F_t)\frac{W_n h_n}{\sum W_i h_i}$$

Et
$$\begin{cases} F_t = 0 \text{ si } T \leq 0.7\ s \\ F_t = 0.07 \times T \times V \end{cases}$$

Avec :
F_n : la force résultante de calcul au niveau n en KN.
W : charge totale au niveau n.
h_n : hauteur du niveau considéré à partir du sol.
T : période fondamentale de la structure.
Pour l'évaluation de l'effort sismique V :
La force horizontale sismique est représentée par la force équivalente de cisaillement à la base agissant dans la direction du calcul.
L'effort tranchant total dû au séisme :
Avec :
A : coefficient d'accélération.
S : coefficient du site.
D : facteur d'amplification dynamique.
I : coefficient de priorité.
K : facteur de comportement.

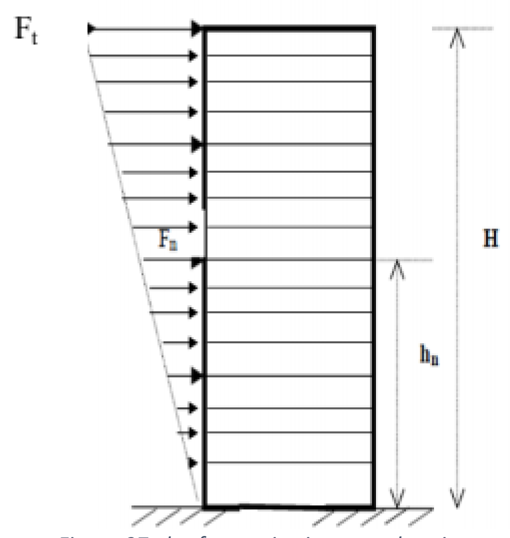


Figure 97 : les forces sismiques sur les niveaux

2.8 Les hypothèses de calcul de l'analyse modale :

-Notre structure est supposée en comportement élastique, ce qui permet le calcul des modes propres.

-la sollicitation sismique est traduite par un spectre de réponse.

-la contribution des différents modes constitue le comportement global de la structure.

2.8.1 Les conditions à satisfaire :

-atteindre la fréquence de coupure de 33Hz de chaque direction d'excitation.

-faire participer 90% de la masse totale de la structure dans chaque direction d'excitation.

2.8.2 Résultats de calcul modal :

Les résultats sont élaborés par le logiciel de calcul CYPECAD, le calcul est plus détaillé dans le paragraphe 5.

Chapitre 5 : Calcul et dimensionnement de la structure selon l'EUROCODE4

1. Données de calcul :

Avant de dimensionner la structure, il faut avoir une idée sur les charges et les surcharges du projet.

1.1 Charges et surcharges :

1.1.1 Charges permanentes et d'exploitation :
Il y a deux charges qui sont appliquées à la structure qui sont :

- Charges permanentes.
- Charges d'exploitation.

On va spécifier pour l'étage courant les surcharges et les charges appliquées, le reste des résultats seront illustrés dans l'annexe.

Etage courant :

- ✓ Les charges permanentes :

-revêtement de sol (carrelage) : $G_1 = 200\ daN/m^2$.

-Maçonnerie creux sur dalle : $G_2 = 800\ daN/ml$.

-faux plafond $G_3 = 800\ daN/m^2$.

-cloisons (briques) : $G_4 = 100\ daN/m^2$.

- ✓ Les charges d'exploitation :

-chambres : $Q_1 = 150\ daN/m^2$.

-circulation générale : $Q_2 = 400\ daN/m^2$.

-locaux technique : $Q_3 = 500\ daN/m^2$.

-circulation générale : $Q_4 = 400\ daN/m^2$.

1.2 Choix de matériaux utilisé :

1.2.1 Le béton :
La classe de béton utilisé et conçu pour la construction mixte vue ces caractéristiques qui répondent aux critères architecturales et économiques.

$f_{ck}\ (N/mm^2)$	25
$f_{ctm}\ (N/mm^2)$	2.6
$E_{cm}\ (KN/mm^2)$	31

Tableau 26 : caractéristiques du béton

1.2.2 L'acier de construction :

Dans notre étude, les éléments constructifs sont soumis à des sollicitations agressives, alors pour des raisons de résistance et d'économie, on fixe la nuance S355 qui est la plus adopté.

1.2.3 L'acier d'armature :

Comme la variante béton armé, les aciers adoptés pour les armatures sont les aciers à haute adhérence de nuance Fe 500.

1.3 Choix de système constructif :

La question de choix de système constructif dépend du mode d'appui prévu pour les poutres, est-ce qu'il s'agit d'une poutre isostatique ou continue ?

Plusieurs contraintes sont liées à ce choix, au début il y a l'exécution qui réside notamment dans les assemblages, puis il faut prendre en considération la contrainte économique et enfin les déplacements des nœuds vis-à-vis des sollicitations.

- ✓ La solution isostatique :

Pour des raisons de simplicité et d'économie, cette solution est la plus retenue,

De plus, on peut optimiser le choix de section des poutres et poteaux, et il présente un meilleur intérêt si les poutres sont soumises à des moments positifs seulement.

- ✓ La solution hyperstatique :

Cette solution devient exigeante si l'analyse globale de l'ossature a détecté une aptitude aux états limites de service qui n'est pas rassurante.

Par contre, il ne présente pas d'intérêts ni sur les sections des éléments de l'ossature ni sur la réalisation des assemblages.

2. Approche de dimensionnement :

Le dimensionnement de la structure concerne ses éléments porteurs à savoir : les poutres mixtes (principales et secondaires), les poteaux mixtes et les dalles mixtes.

Le dimensionnement du plancher mixte sera fait pour tous les étages, mais pour montrer la procédure, on choisit le plancher de l'étage courant qui est le plus significatif.

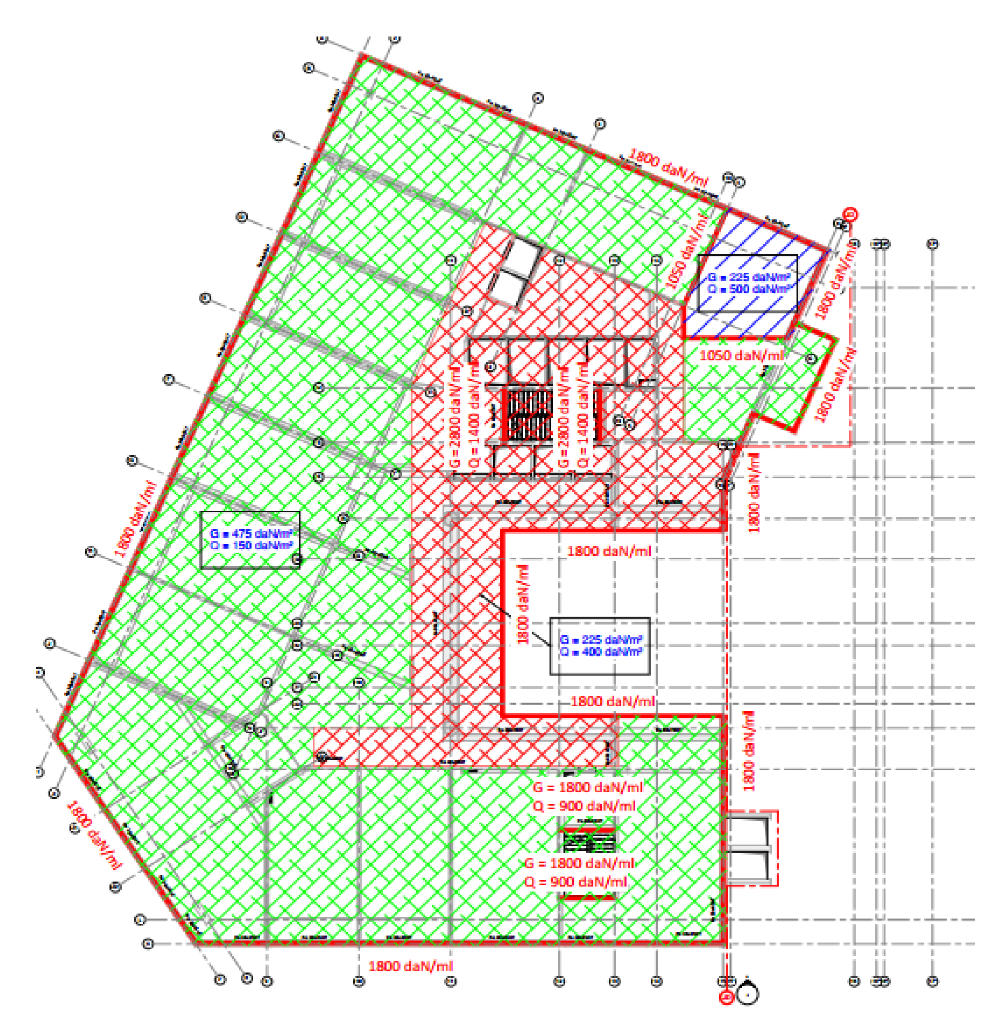


Figure 98 : plan de chargement de l'étage courant

3. Dimensionnement des éléments mixte :
   3.1. La dalle mixte :

Le dimensionnement de la dalle mixte concerne 3 composants qui contribuent à sa résistance.

- Le bac en acier.
- Le béton de la dalle.
- Les armatures de la dalle.

3.1.1. Le choix de bac en acier :

Ce choix dépend de plusieurs facteurs :

Premièrement, sa résistance en phase de construction au moment où le bac d'acier reprend la charge de son poids propre et de celui de béton frais.

Deuxièmement, sa disponibilité sur le marché et sa commercialisation au Maroc.

Il y a plusieurs types des tôles utilisés en dalle mixte

- Corfastra 40 :

Il s'agit d'un profil à nervures et emboutis spécifiques, destiné à la construction de planchers d'étages courants et terrasses de bâtiments d'habitation ou de bureaux industriels. Sa faible

épaisseur nominale de dalle (4 cm) peut apporter une solution efficace en termes d'encombrement.

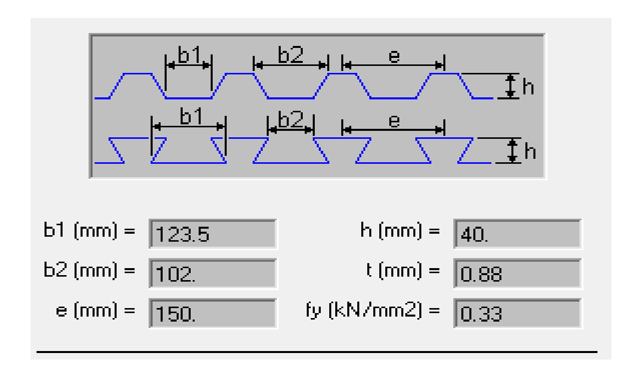
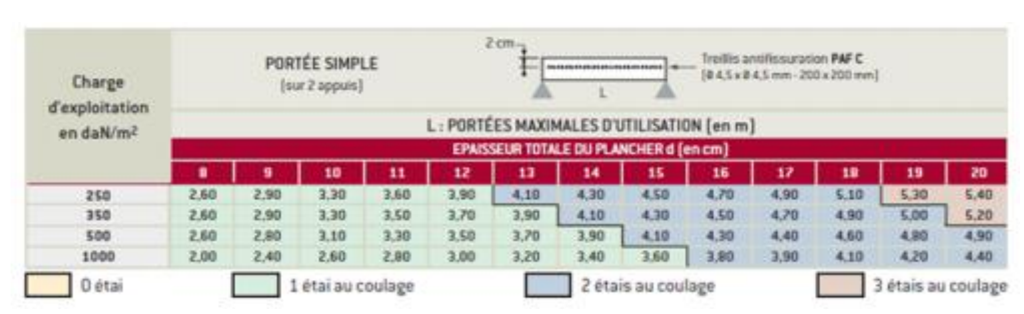


Figure 99 : caractéristique de cofrastra 40

Connaissant la charge appliquée et l'écartement entre les étais ou les solives, on peut estimer l'épaisseur de la dalle mixte Cofrastra 40 qu'on doit vérifier après à l'aide des logiciels d'application.



PORTÉE SIMPLE (sur 2 appuis)

2 cm — Treillis antifissuration PAF C (Ø 4,5 x Ø 4,5 mm - 200 x 200 mm)

L : PORTÉES MAXIMALES D'UTILISATION (en m)

Charge d'exploitation en daN/m²	EPAISSEUR TOTALE DU PLANCHER d (en cm)												
	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
250	2,60	2,90	3,30	3,60	3,90	4,10	4,30	4,50	4,70	4,90	5,10	5,30	5,40
350	2,60	2,90	3,30	3,50	3,70	3,90	4,10	4,30	4,50	4,70	4,90	5,00	5,20
500	2,60	2,80	3,10	3,30	3,50	3,70	3,90	4,10	4,30	4,40	4,60	4,80	4,90
1000	2,00	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	3,90	4,10	4,20	4,40

0 étai — 1 étai au coulage — 2 étais au coulage — 3 étais au coulage

Figure 100 : choix de l'épaisseur de la dalle mixte (cofrastra40)

- Corfaplus 60 :

Il s'agit d'un procédé qui consiste à marier les performances d'un profil acier avec celles du béton. C'est un profil nervuré, embouti sur les âmes des nervures, destiné à la construction des dalles en béton. Spécialement conçu pour les ouvrages à surcharges modérées et portées moyennes.

Constitué de deux profils trapézoïdaux avec des nervures ouvertes munies de bossages, il permet un transport et un stockage facile. De plus, sa légèreté facilite la manipulation d'éléments de grand format livrés à longueur jusqu'à 15 mètres.

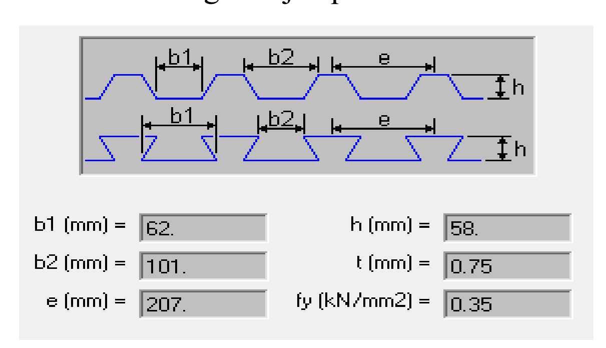
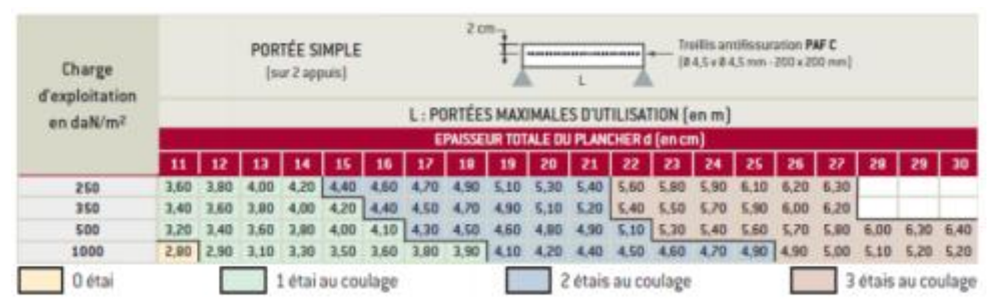


Figure 101 : caractéristiques de cofraplus 60

Connaissant la charge appliquée et l'écartement entre les étais ou les solives, on peut estimer l'épaisseur de la dalle mixte Cofraplus 60 qu'on doit vérifier après à l'aide des logiciels d'application.



PORTÉE SIMPLE (sur 2 appuis)

Treillis antifissuration PAF C (Ø 4,5 x Ø 4,5 mm - 200 x 200 mm)

Charge d'exploitation en daN/m²	L : PORTÉES MAXIMALES D'UTILISATION (en m) — EPAISSEUR TOTALE DU PLANCHER d (en cm)																			
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
250	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,70	4,90	5,10	5,30	5,40	5,60	5,80	5,90	6,10	6,20	6,30			
350	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,50	4,70	4,90	5,10	5,20	5,40	5,50	5,70	5,90	6,00	6,20			
500	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,10	4,30	4,50	4,60	4,80	4,90	5,10	5,30	5,40	5,60	5,70	5,80	6,00	6,30	6,40
1000	2,80	2,90	3,10	3,30	3,50	3,60	3,80	3,90	4,10	4,20	4,40	4,50	4,60	4,70	4,90	4,90	5,00	5,10	5,20	5,20

0 étai — 1 étai au coulage — 2 étais au coulage — 3 étais au coulage

Figure 102 : choix de l'épaisseur de la dalle mixte (cofraplus60)

- Corfastra 70 :

Il s'agit d'un profil à nervures et emboutis spécifiques, destiné à la construction de planchers d'étages courants et terrasses de bâtiments d'habitation ou de bureaux industriels.

Il est particulièrement adapté aux cas de portées moyennes sans étais, et peut supporter de très fortes charges.

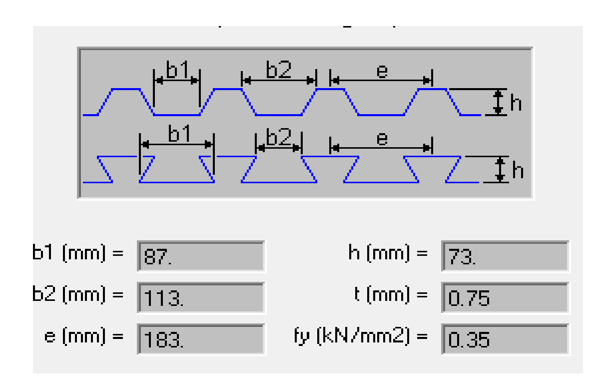
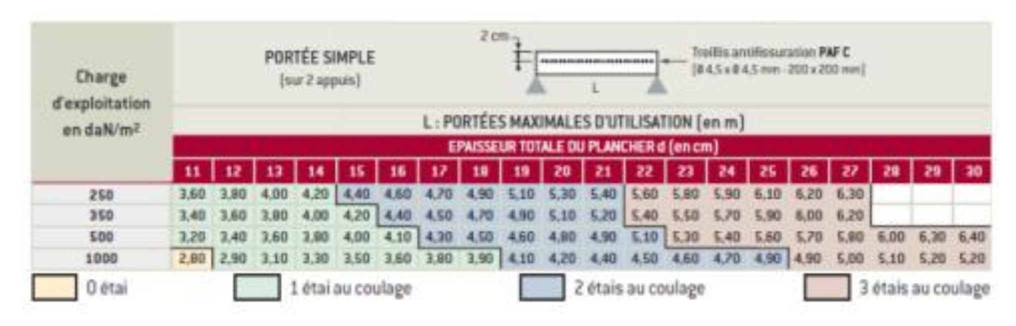


Figure 103 : caractéristique de cofrastra70

Connaissant la charge appliquée et l'écartement entre les étais ou les solives, on peut estimer l'épaisseur de la dalle mixte Cofraplus 70 qu'on doit vérifier après à l'aide des logiciels d'application.



PORTÉE SIMPLE (sur 2 appuis)

Treillis antifissuration PAF C (Ø 4,5 x Ø 4,5 mm - 200 x 200 mm)

Charge d'exploitation en daN/m²	L : PORTÉES MAXIMALES D'UTILISATION (en m) — EPAISSEUR TOTALE DU PLANCHER d (en cm)																			
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
250	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,70	4,90	5,10	5,30	5,40	5,60	5,80	5,90	6,10	6,20	6,30			
350	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,50	4,70	4,90	5,10	5,20	5,40	5,50	5,70	5,90	6,00	6,20			
500	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,10	4,30	4,50	4,60	4,80	4,90	5,10	5,30	5,40	5,60	5,70	5,80	6,00	6,30	6,40
1000	2,80	2,90	3,10	3,30	3,50	3,60	3,80	3,90	4,10	4,20	4,40	4,50	4,60	4,70	4,90	4,90	5,00	5,10	5,20	5,20

0 étai — 1 étai au coulage — 2 étais au coulage — 3 étais au coulage

Figure 104 : choix de l'épaisseur de la dalle mixte (cofrastra70)

Le tableau suivant fait une comparaison entre tous les bacs d'acier possibles selon leurs gains économiques et aussi sur la nécessité de l'étaiement en construction.

Bac collaborant	**Économie de béton** litres/m² résultant du vide de nervures en sous-face	**Gain de poids propre** en résultant par rapport à une dalle pleine d'épaisseur équivalente en kg/m²	**Fourchette de gain de poids** propre en % pour une épaisseur de dalle comprise entre l'épaisseur minimum de dalle collaborante et 20 cm	
Cofrastra 40	10	24	8 à 20 cm	12 à 5%
Cofrastra 70	24	58	11 à 20 cm	22 à 12%
Cofraplus 60	35	84	10 à 20 cm	35 à 18%

Tableau 27 : comparaison entre les types des bacs collaborant

On constate que le bac collaborant cofraplus 60 est la plus adoptés à notre projet vu que les portées des dalles entre deux appuis dépassent les 5 mètres et aussi il est favorable en termes de poids et en terme économique.

3.1.2. Dimensionnement de la dalle mixte :

Au niveau du plancher courant, on est face à trois zones de chargements différents :

-zone 1 : $G = 475\ daN/m^2$ et $Q = 150\ daN/m^2$

-zone 2 : $G = 225\ daN/m^2$ et $Q = 400\ daN/m^2$

-zone 3 : $G = 225\ daN/m^2$ et $Q = 500\ daN/m^2$

Alors : on considère un plancher chargé $G + Q = 800\ daN/m^2$.

Mais la présence des solives espacé de 2m à 3m, réduit l'épaisseur de la dalle, et la construction se fait sans besoin d'étais supplémentaire.

Alors on choisit la tôle profilé cofraplus 60, avec une épaisseur de 11 cm sans étais au coulage.

Ensuite, il faut vérifier les critères suivants :

- La résistance au feu :

D'après le cahier des charges on a besoin d'un degré coupe-feu de 120 min, et ce qui est équivalent à une dalle d'épaisseur de 15 cm.

CF demandé	60'	90'	120'	180'
D min en (cm)	11	12	15	18

Tableau 28 : degrés coupe-feu

- L'élancement :

La limite de l'élancement des planchers situés dans les locaux pour les travées continues est :

$$\frac{l}{h} \leq 32$$

Les dalles de notre projet sont à portée simple de l = 2 mètres, et une hauteur totale de 0.15 mètres. Donc :

$$\frac{l}{h} = \frac{2}{0.15} = 13.33 \leq 32$$

Tous les critères sont vérifiés.

✓ Calcul de la dalle mixte :

La dalle est dimensionnée pour résister à la fois en phase de construction où le bac doit supporter son poids propre et le poids de béton fluide, et en phase d'exploitation par la présence des charges d'exploitation.

a) Vérification en phase de construction :

On considère les charges suivantes qui sont appliquées lors de chantier sur la tôle :

- Poids propre de la tôle : $g_{ap} = 0.0853\ KN/m$
- Poids propre de béton frais : $q_1 = 2.392\ KN/m$
- Charges réparties de construction : $q_1 = 0.75\ KN/m^2$
- Charges ponctuelles de construction : $q_2 = 1.5\ KN/m^2$.

On définit les différentes caractéristiques de la tôle :

<u>Données relatives à la tôle :</u>		
Limites d'élasticité (N/mm2)	fyp,k	350
Épaisseur (mm)	ts	0,75
Section d'acier efficace (mm2/m)	Ap	1029
Moment d'inertie de l'âme en acier (mm4/m)	Ip	551200
Résistance plastique à la flexion positive (kNm)	MRk	4,212
Résistance plastique à la flexion négative (kNm)	MRk	5,336
Coeff de la méthode m-k (N/mm2)	k	0,01286
Coeff de la méthode m-k (N/mm2)	m	323,8
Résistance au cisaillement horizontal (KN)	RRk	38

Tableau 29 : données relatives à la tôle

- <u>Etat limite ultime :</u>

Calcul du moment de flexion positif maximale :

Le cas de charge à considérer pour la situation de chargement la plus défavorable est donné comme suit :

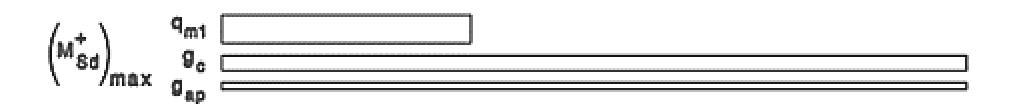


Figure 105 : chargement le plus défavorable pour le calcul du moment positif

$$M_{Ed}^{+} = \gamma_g M_g^{+} + \gamma_q M_q^{+} = 3.36\ KN.m$$

Calcul du moment de flexion négatif maximale :

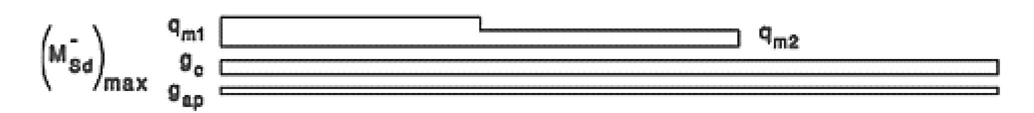


Figure 106 : chargement le plus défavorable pour le calcul du moment négatif

$$M_{Ed}^{-} = \gamma_g M_g^{-} + \gamma_q M_q^{-} = 3.36\ KN.m$$

Calcul de la réaction d'appui maximale :

$R_{Ed} = 6.71$ KN

Vérification de calcul :

Moment de flexion positif :

$$M_{Rd}^{+} = \frac{M_{Rk}^{+}}{\gamma_{M0}} = 3.82\ KN.m \quad > M_{Ed}^{+} = \ 3.36\ KN.m \qquad OK$$

Moment de flexion négatif :

$$M_{Rd}^{-} = \frac{M_{Rk}^{-}}{\gamma_{M0}} = \ 4.85\ KN.m \ > M_{Ed}^{-} = 3.36\ KN.m \qquad OK$$

Réaction d'appui :

$$R_{Rd} = \frac{R_{Rk}}{\gamma_{M0}} = \ 34.54\ KN \quad > R_{Ed} = \ 6.72\ KN \qquad OK$$

Avec : $M_{Rk}^{+}, M_{Rk}^{-}\ et\ R_{Rk}$ sont respectivement les caractéristiques de la tôle à savoir :

la résistance à la flexion positive, la résistance à la flexion négative et la résistance de réaction d'appui.

Tous les calculs sont vérifiés à l'état limite ultime.

- <u>État limite de service :</u>

Le calcul de la flèche est effectué en prenant l'inertie efficace du profil de la tôle.

La flèche de la tôle sous son poids propre augmenté de celui du béton frais est obtenue par la formule :

$$\delta = K\frac{5}{384}\ p\ l^4 \frac{1}{E\ I_p} \ \leq \ \frac{L}{180}$$

Avec : L est la portée entre appuis.

On prend K=1 en considérant la tôle bi-appuyé.

$$\delta = K\frac{5}{384}\ p\ l^4 \frac{1}{E\ I_p} = 8.19\ mm \leq \ \frac{L}{180} = 11.11\ mm$$

De ce fait, la résistance à l'état limite de service est vérifiée. La tôle peut faire office de coffrage pendant la construction.

b) Vérification de la dalle mixte :

On commence à définir les caractéristiques de la tôle cofraplus 60/0.75mm :

Données relatives à la dalle :		
	b0	101
Epaisseur de la dalle (mm)	Ht	150
Epaisseur moyenne de la dalle (mm)	Hred	58
Epaisseur de la dalle au-dessus des nervures de la tôle (mm)	Hc	92
Epaisseur efficace (mm)	Dp	116,7
Béton C25/30 (N/mm2)	Fck	25
	Ecm	31000
Contrainte de cisaillement	Trd	0,3

Tableau 30 : données relatives à la dalle

Les charges en phase mixte représentent le poids propre de la dalle, les charges permanentes et les charges d'exploitation. Dans notre cas on a les charges suivantes :

- Poids propre de la dalle :$g_1 = 2.38\ KN/m.$
- Charges permanentes : $g_2 = 6\ KN/m.$
- Charges d'exploitation : $q = 10\ KN/m.$

Pour le calcul, on considère la dalle comme une série de tronçons simplement appuyés.

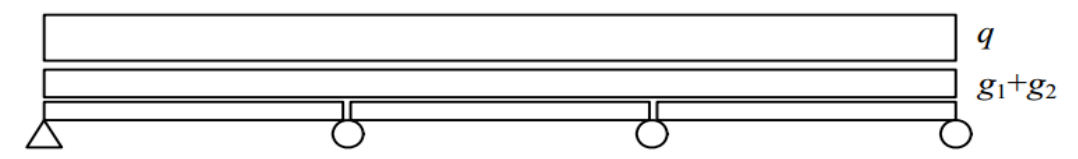


Figure 107 : chargement de la dalle

$$M_{Ed} = \frac{[\gamma_g(g_1 + g_2) + \gamma_q q]L^2}{8}$$

$$M_{Ed} = 13.16\ KN.m$$

- <u>Calcul de la résistance à la flexion :</u>

On suppose en premier temps que l'axe neutre se trouve dans la partie béton, et on calcul la position de l'axe neutre par la formule suivante :

$$x = \frac{A_p f_{yp}/\gamma_{ap}}{0.85 b f_{ck}/\gamma_c}$$

On trouve $x = 22.11\ \leq h_c = 96\ mm$; donc l'axe neutre se situe dans la partie béton au-dessus de la tôle.

La résistance en flexion positive devrait être calculée à partir d'une distribution de contraintes, telle qu'illustrée sur la figure ci-dessous.

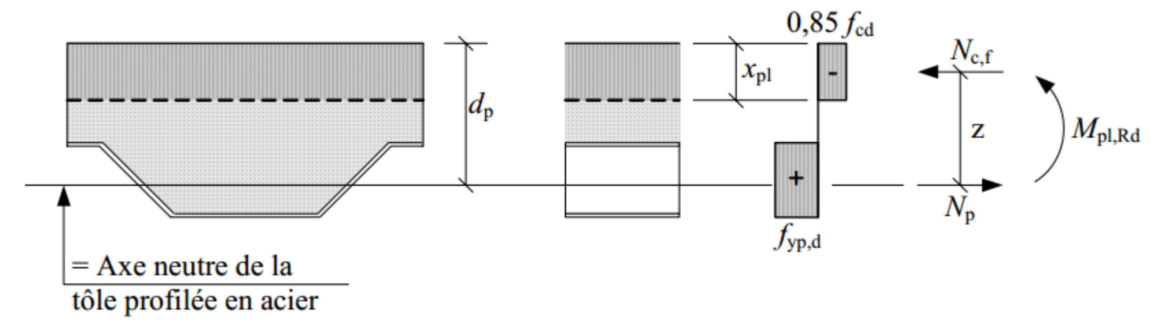


Figure 108 : distribution des contraintes dans la dalle

Le moment résistant plastique pour ce cas s'exprime comme suit :

$$M_{p,Rd}^{+} = A_p \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}} \left(d_p - \frac{x}{2} \right)$$

On trouve la valeur suivante : $M_{p,Rd}^{+} = 33.08\ KN.m \geq M_{Sd} = 13.16\ KN.m$

- Glissement longitudinale, rupture 2 :

La relation entre l'effort tranchant (vertical) et l'effort de cisaillement (horizontal) peut être démontrée lorsque la dalle se comporte de manière élastique. Par contre, lorsque le comportement est élastoplastique, la relation devient nettement moins triviale. La méthode m-k est issue de ces difficultés. C'est une approximation développée sur des considérations pratiques. On recherche une formulation paramétrique linéaire dans laquelle interviennent les grandeurs principales du phénomène :

$$V_{L,R} = bd_p \left(m \frac{A_p}{bL_s} + k \right) \frac{1}{\gamma_{vs}}$$

$V_{L,R}$: résistance ultime en cisaillement horizontale.

L_s : portée de cisaillement qui dépend de type de chargement.

On trouve : $V_{L,R} = 64.61\ KN \geq V_{Sd} = 26.32\ KN.$

- Vérification de résistance de la dalle à l'effort tranchant, ruine de type 3 :

La ruine se produit par cisaillement du béton sous effort tranchant et fissuration transversale, de la même manière que pour les poutres en béton armé. La fissure se propage suivant des directions à 45° par rapport au plan moyen de la dalle dans la zone soumise au cisaillement. La résistance au cisaillement vertical $V_{v,Rd}$ d'une nervure de béton peut être déterminée au moyen de la relation suivante :

$$V_{v,Rd} = b_0 d_p \tau_{Rd} k_v (1.2 + 40\rho)$$

Avec :

b_0 : Largeur moyenne de nervure de béton.

$\rho = \frac{A_p b_0}{d_p} \leq 0.02$

$k_v = (1.6 - d_p) \geq 1$, avec d_p exprimé en mm.

Pour une largeur de 1 m, $V_{v,Rd} = 52.44\ KN\ \geq V_{Sd} = 26.32\ KN$ OK

- Vérification vis-à-vis de l'ELS :

Il s'agit de la flèche et de la fissuration de la dalle mixte sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation et le phénomène de retrait.

- La condition de la flèche :

Le rapport : $\frac{l}{d_p} = \frac{2000}{116.7} = 17.13 \ \leq 32$, alors la flèche est vérifiée.

- La condition de fissuration :

L'aire de section transversale de l'armature anti fissuration ne doit pas être inférieure à 0.002 de l'aire de section transversale du béton situé au-dessus des nervures dans le cas d'une construction non étayée.

$$A_{smin} = 0.002 b_c h_c = 184\ mm^2/m$$

Alors on prend un treillis d'armature de diamètre $\Phi 8$ espacé de 200 m.

3.2. La poutre mixte :

3.2.1. Dimensionnement de la poutre mixte :

Les charges uniformément réparties suivants sont appliquées à la poutre :

- Le poids propre de la poutre.
- Le poids propre de la dalle.
- Charges permanentes.
- Charges d'exploitation.

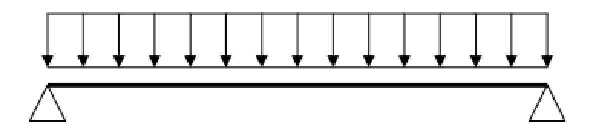


Figure 109 : chargement de la poutre

La poutre est un profilé mixte partiellement enrobé, en flexion par rapport à son axe fort.

Cet exemple de calcul comprend :

- La classification de la section transversale.
- Le calcul de la largeur efficace.
- Le calcul de la résistance d'un goujon à tête.
- Calcul du degré de connexion.
- Le calcul de la résistance à la flexion.
- Le calcul de la résistance au cisaillement.
- Le calcul de la résistance au cisaillement longitudinal de la dalle.
- Le calcul de la flèche à l'ELS.
- Le calcul de la résistance au voilement.

Coefficients partiels :

-γ_G = 1,35 (charges permanentes)

-γ_Q = 1,50 (charges variables)

-γ_{M0} = 1,0

-γ_{M1} = 1,0

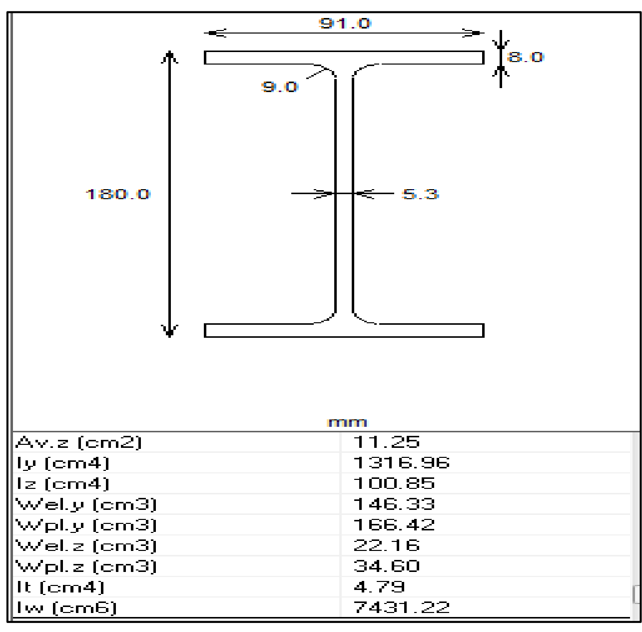
-γ_V = 1,25

-γ_C=1,5

Données

Calcul d'une poutre de plancher mixte d'un bâtiment multi-étages en fonction des données fournies ci-dessous.
Les nervures du bac acier sont perpendiculaires à la poutre.

On considère des solives de section transversale IPE 180 dont les caractéristiques sont données dans la figure ci-dessous :



Av.z (cm2)	11.25
Iy (cm4)	1316.96
Iz (cm4)	100.85
Wel.y (cm3)	146.33
Wpl.y (cm3)	166.42
Wel.z (cm3)	22.16
Wpl.z (cm3)	34.60
It (cm4)	4.79
Iw (cm6)	7431.22

Figure 110 : caractéristique de l'IPE180

a) Classification de la section transversale :

La classe de la section est terminé à partir de sa capacité de rotation, il est choisi comme la moins favorable des deux éléments âme et semelle.

On calcule le paramètre qui tient compte de la limite d'élasticité :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

- La classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w - 2r}{2t_f} = 4.23 \ \leq 9\varepsilon = 7.32$$

Donc la semelle est de classe 1.

- La classe de l'âme :

$$\frac{c}{t_w} = \frac{b - t_f - 2r}{2t_w} = 27.54 \ \leq 72\varepsilon = 58.5$$

Donc l'âme est de classe 1.

La classe de la section transversale est celle la plus élevé (la moins favorable) entre l'âme et la semelle, en l'occurrence : classe 1.

Alors les vérifications à l'ELU doivent reposer sur la résistance plastique de la section transversale.

b) Etat limite ultime des poutres mixtes :

- La largeur de la dalle participante :

Dans un plancher mixte, le transfert de l'effort de cisaillement des connecteurs à la dalle mobilise une certaine partie de celle-ci.

Afin de pouvoir étudier le plancher comme un ensemble des poutres en Té espacés, il faut introduire le concept le concept de la largeur efficace de la dalle, il revient à fixe la partie de la dalle qui contribue à la flexion générale de la poutre.

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

Avec : $b_{ei} = \min(\frac{l_0}{8}; b_i)$

Pour le cas d'une poutre sur deux appuis, la largeur l_0 est pris égale à la portée L de la poutre.

On distingue de la sorte une largeur participante de dalle sous moments de flexion positifs, fondée sur une largeur l_0 égale approximativement à la distance entre sections de moment nul, et une largeur participante sous moment de flexion négatifs au voisinage des appuis intermédiaires.

Dans notre cas, les solives sont espacées de 2m, articulé aux appuis, elle est modélisée comme suit :

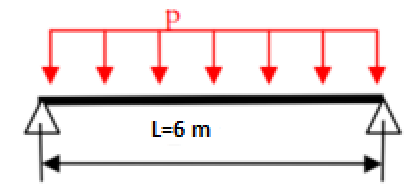


Figure 111 : modélisation de la solive

À mi- portée, la largeur efficace de la dalle sous moment positif est :

$$b_{ei} = 2 \times \min(\frac{l_0}{8}; b_i) = 2 \times \min\left(\frac{6}{8}; 1 \right) = 1.5 \, m$$

- Vérification en phase mixte :

On identifie l'ensemble des charges appliquées sur la solive :

- Poids propre de la solive (IPE 180) : $g_a = 0.18 \, KN/m$
- Poids de la dalle : $g_b = 6.31 \, KN/m$

- Charge permanentes : $G = 16\ KN/m$
- Charge d'exploitation : $Q = 3\ KN/m$

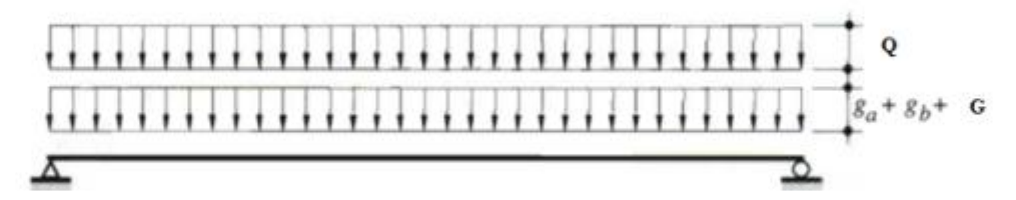


Figure 112 : chargement de la solive

Combinaison à l'ELU :

$$1.35\ (G + g_a + g_b) + 1.5\ Q = 26.10\ KN/m$$

Diagramme du moment :

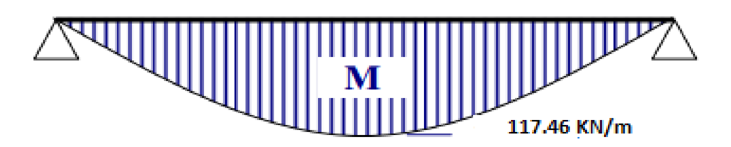


Figure 113 : diagramme des moments

Moment maximale à mi- portée :

$$M_{y,Ed} = \frac{pl^2}{8} = 117.46\ KN.m$$

Diagramme de l'effort tranchant :

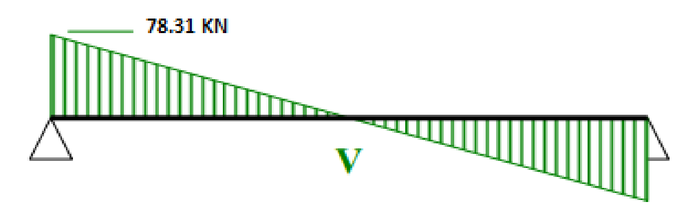


Figure 114 : diagramme de l'effort tranchant

Effort tranchant maximale aux appuis :

$$V_{z,Ed} = \frac{pl}{2} = 78.31\ KN$$

- ✓ Résistance des sections à la flexion :

On détermine le moment plastique de résistance $M_{pl,Rd}$ qui dépend de la position de l'axe neutre. On désigne respectivement $F_a$et F_c les résistances plastiques en traction et en compression.

$$F_a = \frac{A_a f_y}{\gamma_a}$$

$$F_c = \frac{h_c b_{eff}(\ 0.85\ f_{ck})}{\gamma_c}$$

Si $Fc\ >\ Fa$ l'axe neutre est situé dans la dalle.

Si $Fc < Fa\, et\, Fa - Fc \leq 2b_f t_f\, f_y/\gamma_a$ l'axe neutre situé est dans la semelle en acier. Si $Fc < Fa\, et\, Fa - Fc > 2b_f t_f\, f_y/\gamma_a$ l'axe neutre est situé dans l'âme.

Position de l'axe neutre :

$$F_a = 771.30\, KN$$

$$F_c = 1955\, KN$$

On a : $Fc > Fa$, l'axe neutre se trouve dans la dalle.

La cote z de l'axe neutre plastique (A.N.P) par rapport à la face supérieure de la dalle est donné par :

$$z = \frac{Fa}{b_{eff}.\frac{0.85fck}{\gamma c}} = 36.29\, mm \leq hc$$

Calculant le moment résistant au niveau de la résistance du béton comprimé :

$$M^+_{pl,Rd} = Fa(ha/2 + hc + hp - z/2)$$

$$M^+_{pl,Rd} = 148.74\, KN.m$$

Vérification :

$$\frac{M_{y,Ed}}{M^+_{pl}} = 0.7 \leq 1 \qquad oK$$

- La résistance au cisaillement :

$$Vpl, Rd = \frac{Av\, fy}{\sqrt{3}\gamma a} = 252.85\, KN$$

Avec : Av : l'aire du profilé métallique sollicité au cisaillement.

$$Av = A - 2b_{tf} + (t_w + 2r)t_f = 1130\, mm^2.$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0.3 \leq 1 \qquad oK$$

c) Calcul de la connexion :

La connexion du bac acier sur la solive est assurée par des goujon NELSON© de diamètre 19 mm (les plus courants sur le marché), de de caractéristiques suivantes :
— Hauteur totale : 150 mm
— Diamètre : 19.0 mm
— Limite d'élasticité : fy = 350 mm
— Contrainte à la rupture : fu = 450 mm
La résistance au cisaillement doit être déterminé par :

$$P_{Rd} = \min(0.8\frac{f_u}{\gamma_v}\left(\frac{\pi d^2}{4}\right); 0.29\alpha d^2\, \frac{\sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_v})$$

Avec :

$$\alpha = 1, car\ \frac{h}{d} = 7.81 > 4$$

Alors : $P_{Rd} = 59.40\ KN$

- Degré de la connexion :

Le degré de connexion est défini par :

$$\eta = \frac{N_c}{N_{c,f}} = \frac{0.5\ n\ P_{Rd}}{0.85\ A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} = \frac{861}{1955} = 0.44\ \leq 1$$

Donc La connexion partielle est donc applicable sur la solive avec une répartition de 29 goujons sur la portée de 8 m.

d) Résistance de la dalle au cisaillement longitudinal :

Les contraintes plastiques de cisaillement longitudinal sont données par :

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x}$$

Avec : $\Delta x = \frac{6}{2} = 3$

La valeur de Δx est la moitié de la distance entre la section où le moment est nul et la section où le moment est maximal et nous avons deux aires pour la résistance au cisaillement.

$$\Delta Fd = Nc / 2 = 861 / 2 = 430.5\ KN$$

$$h_f = h - h_p = 92\ mm$$

Alors :

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x} = 1.56\ N/mm^2$$

Afin d'empêcher l'écrasement des éléments comprimés dans la semelle en béton, la condition suivante doit être satisfaite :

$$v_{Ed} < \nu f_{cd} cos\theta\ sin\ \theta \quad avec\ \nu = 0.6\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] et\ \theta_f = 45°$$

$$v_{Ed} < \nu f_{cd} cos\theta\ sin\ \theta = 4.02\ N/mm^2$$

L'inégalité suivante doit être satisfaite pour l'armature transversale :

$$A_{sf}\ f_{yd} / s_f \geq v_{Ed}\ h_f / cot\theta_f \quad \text{où}\ fyd = 500 / 1{,}15 = 435\ N/mm^2$$

On suppose que l'espacement des barres est $s_f = 250\ mm$ et qu'il n'y a aucune contribution de la tôle du bac acier.

$$A_{sf} \geq 133.65\ mm^2$$

On peut prendre des barres de 12 mm de diamètre espacées de 250 mm entre elles et s'étendant sur toute la largeur efficace du béton.

e) Etat limite de service des poutres mixtes :

En vue de déterminer les caractéristiques de sections de la solive mixte homogénéisées par rapport à l'acier, il est nécessaire d'introduire le concept de coefficient d'équivalence acier béton, défini comme suit :

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

Flèche résultante de G+Q :

$$w = \frac{5(G+Q)L^4}{384\, E\, I_y} = 4.43\ mm\ \leq\ \frac{L}{250} = 24\ mm$$

Vibrations résultantes :

$$p = \frac{18}{\sqrt{w}} = 8.54\ Hz\ \geq 3\ Hz$$

3.3. Le poteau mixte :

3.3.1. Dimensionnement du poteau mixte :

Pour le calcul des poteaux mixte, on se réfère à un exemple dont les données sont :

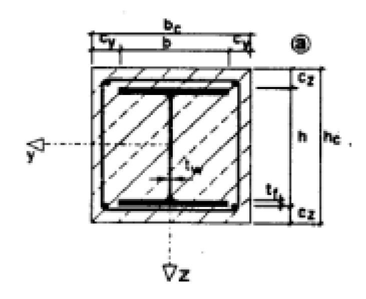


Figure 115 : dimensions de la section transversale de la ppoutre mixte

Donnés :	
Hauteur du poteau	3,3
Nuance d'acier fay (N/mm2)	235
Ea	210000
Armatures fsy	500
Es	210000
Diamètre(mm)	10
Béton fc	25
Section(mm)	
Bc	250
B	120
Cy	65
Tw	5
Hc	250
H	114
Cz	68
Tf	8
R	12

Figure 116 : données relatives à la poutre mixte

a) Compression et moment biaxial :

- La résistance plastique de la section calculé $N_{pl,Rd}$:

$$N_{pl,Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} + 0,85\, A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + \; A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 1522.91\, KN.$$

- La résistance plastique de la section sans coefficient de sécurité :

$$N_{pl,R} = 2180.73\, KN.$$

- La charge élastique critique de flambement N_{cr} :

$$N_{cr,y} = 2289.84\, KN.$$

$$N_{cr,z} = 1835.71\, KN.$$

✓ La vérification de l'applicabilité de la méthode simplifiée :

Le profilé de l'acier contribue à la résistance plastique totale par :

$$\delta = \frac{\frac{f_y}{\gamma_a}.A_a}{R_d N_{pl}} = 0.43$$

Doit être $0.2 \leq \delta \leq 0.9$.

- L'élancement :

$$\overline{\lambda_y} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr,y}}} = 0.82 \;\leq 2 \quad OK$$

$$\overline{\lambda_z} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr,z}}} = 0.91 \;\leq 2 \quad OK$$

- Aires des armatures :

$$0.3\% \leq \frac{A_s}{A_c} = 0.53\,\% \leq 4\% \qquad OK$$

- Vérification du voilement local :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{253}{f_y}} = 1$$

$$\frac{b}{t} = 15 \leq 44\varepsilon^2 = 44 \qquad OK$$

Calcul de la courbe d'interaction adimensionnel :

Résistance plastique du béton seul : $N_{pm,Rd} = \frac{A_c 0.85\, f_{ck}}{\gamma_c} = 845.07\, KN.$

- Résistance au cisaillement :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Avec :

$$A_v = A_a - 2b_f . t_f + (t_w + 2r). t_f = 1920 \, mm^2.$$

$$V_{pl,Rd} = 260.50 \, KN$$

Ainsi : $\frac{V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} = 0.0011 \leq 1 \qquad OK$

- <u>Résistance des poteaux en compression axiale :</u>

$$N_{x,Sd} = 42.26 \, KN \leq N_{by,Rd} = \chi_y N_{pl,Rd} = 0.61 \times 1522.91 = 928.97 \, KN \qquad OK$$

$$N_{x,Sd} = 42.26 \, KN \leq N_{bz,Rd} = \chi_z N_{pl,Rd} = 0.58 \times 1522.91 = 883.27 \, KN \qquad OK$$

On ne tient pas compte des effets de seconde ordre car $\frac{N_{x,Sd}}{N_{cr}} = 0.02 \leq 0.1.$

- <u>Résistance des section transversales à une combinaison de compression et de flexion :</u>

$$\mu_{dy} = \frac{M_{pl,N,yRd}}{M_{pl,Rd}} = 10.14$$

$$\mu_{dz} = \frac{M_{pl,N,zRd}}{M_{pl,Rd}} = 9.92$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} = 0.04 \leq 1 \qquad OK$$

4. Assemblage des éléments mixtes :

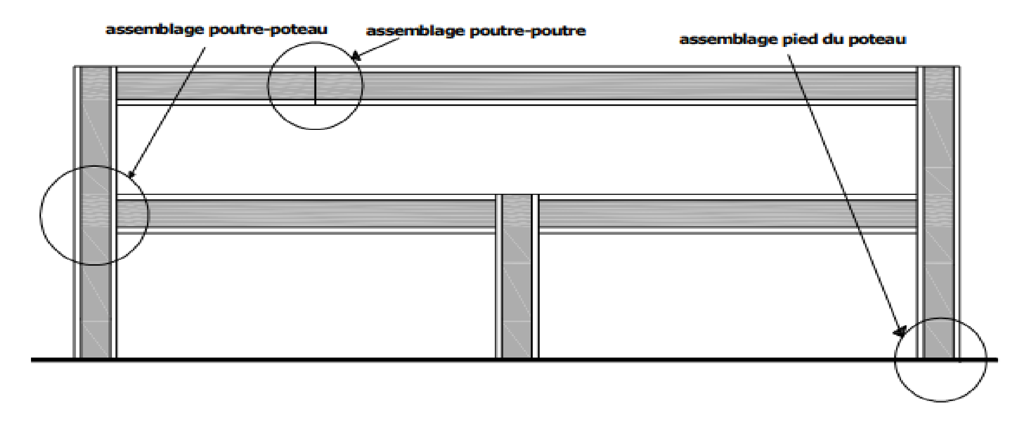


Figure 117 : différents assemblages des éléments des ossatures

On s'intéresse à types d'assemblages :

- Avec plaque de contact.
- Avec platine d'extrémité.

✓ Avec plaque de contact :

La transmission des efforts est assurée sans recourt aux éléments de liaison, la plaque est placée dans la partie comprimé de l'assemblage et assure la répartition des efforts.

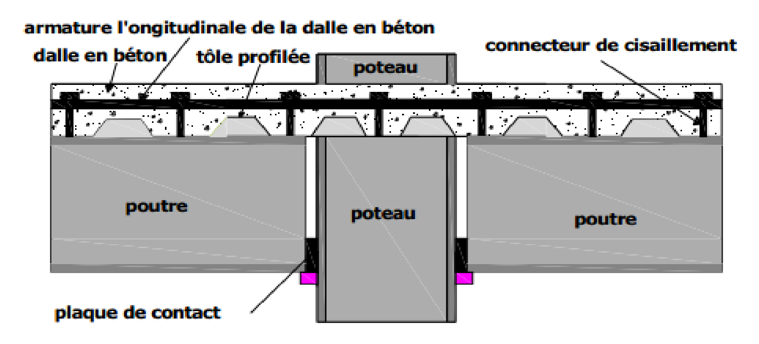


Figure 118 : assemblage avec plaque de contact

- ✓ Avec platine d'extrémité :

Il est soudé en bout de la poutre, la semelle de poteau destiné à recevoir la platine permettant l'assemblage des deux pièces. Son rôle est de transmettre et de répartir les efforts et les déformations entre les différentes composantes de l'assemblage.

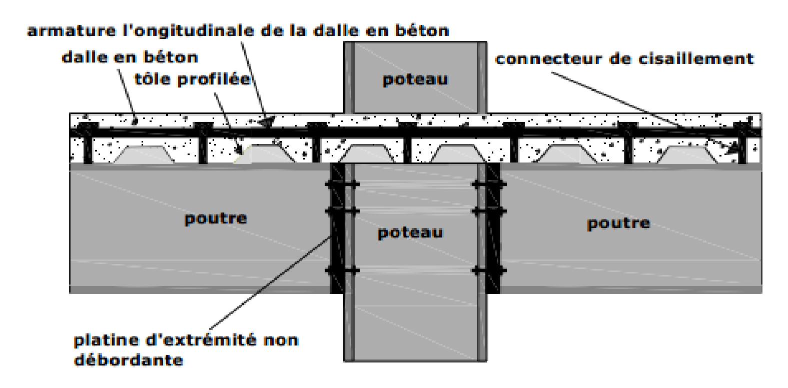


Figure 119 : assemblage avec platine d'extrémité

La continuité des dalles avec des armatures tendues augmente la résistance et la rigidité des assemblages.

Après les tremblements de terre de Northbridge et Kobe, les assemblages boulonnés par plaque d'extrémité a faits l'objet d'une attention particulière parce qu'ils ont étés aptes à fournir suffisamment de capacité de dissipation de l'énergie par la ductilité et plusieurs autres avantages, ils présentent une certaine complexité et ils sont d'un usage très répondu par rapport à d'autre forme

Les différents assemblages entre éléments dans notre structure :

- Assemblage poutre-poteau :

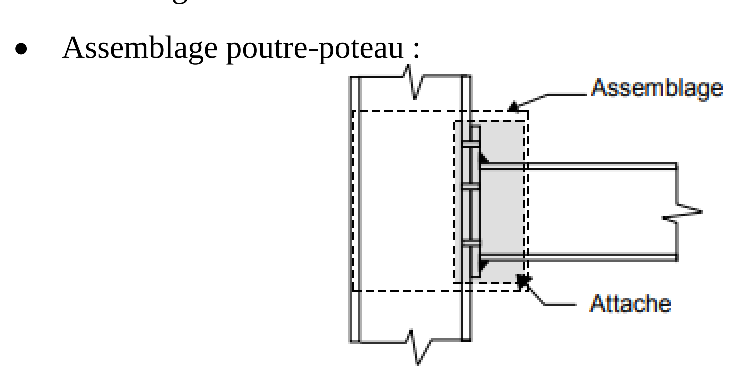


Figure 120 : assemblage poutre-poteau

- Assemblage solive-poutre :

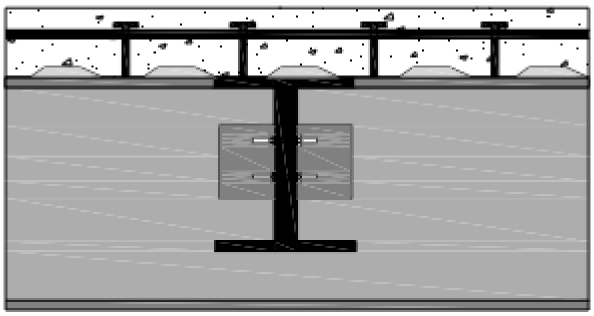


Figure 121 : assemblage poutre – solive

- Assemblage poutre-poutre :

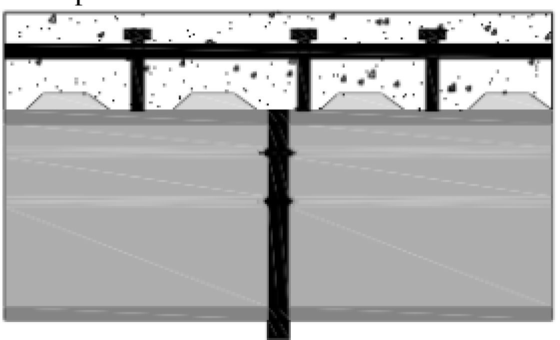


Figure 122 : assemblages poutre-poutre

- Assemblage de pied de poteau :

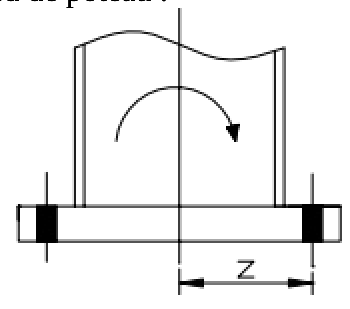


Figure 123 : assemblage au pied de poteau

Les caractéristiques des assemblages mixtes sont :

- Le moment résistant de l'assemblage M_{rd}.
- La rigidité initiale de l'assemblage S_{ij}.
- La capacité de rotation de l'assemblage Φ_{ij} .

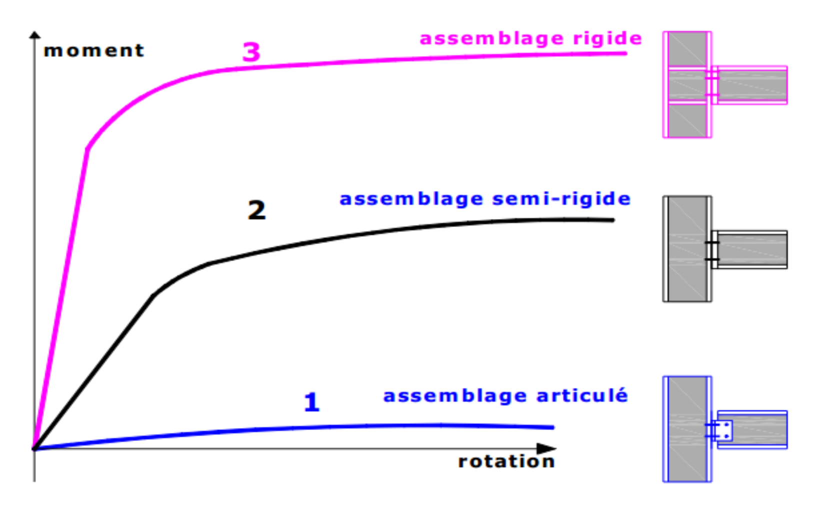


Figure 124 : types d'assemblages

La courbe (1) représente le cas d'un assemblage articulé qui ne possède pas de rigidité à la flexion.
La courbe (2) correspond à un assemblage semi-rigide ou la transmission d'un certain moment de flexion est possible avec une rigidité moyenne.
La courbe (3) correspond à un assemblage rigide capable de transmettre un moment de flexion important pour une faible rotation.
Ainsi pour les assemblages articulés les ossatures sont considérées comme simplement appuyées, les assemblages articulés sont économiques à fabriquer et simples à construire ; cela peut être la meilleure solution lorsque des tassements d'appui sont susceptibles de se produire.
Mais au contraire à d'autres formes de construction il est nécessaire de construire avec des poutres de très grande hauteur. De plus, suite aux rotations d'extrémité des poutres, une fissuration importante peut se produire à proximité des assemblages si la dalle est continue sur des appuis intermédiaires.
Pour les assemblages rigides les ossatures sont considérées comme continues, alors que pratiquement, les assemblages présentent toujours une résistance au moment de flexion et une certaine flexibilité.

a) Le moment résistant de l'assemblage :

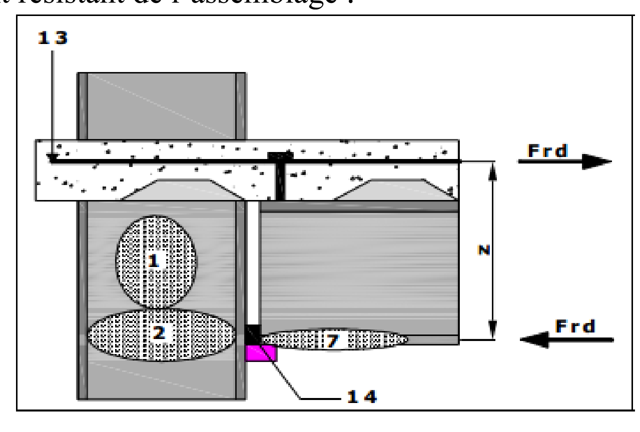


Figure 125 : efforts sur l'élément d'assemblé

z : Le bras de levier des efforts intérieurs.
$M_{j,rd}$: Le moment résistant de calcul de l'assemblage.

$$M_{j,rd} = F_{rd}.z$$

b) La capacité de rotation Φ_j :

Les semelles de l'âme de la poutre se voie comme des ressorts avec certaine rigidité, comme le montre la figure ci-dessous, car elles sont eux qui sont en traction ou en compression.

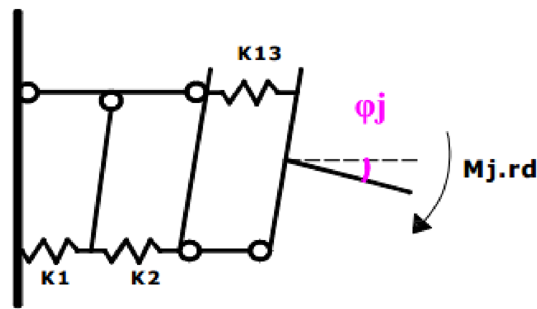


Figure 126 : rotation de l'élément assemblé

$$\Phi_j = \frac{M_{j,rd}}{S_{ij}}$$

On peut classer les assemblages selon leurs rigidités initiales :

Le calcul de la rigidité initiale se fait comme suit :

Par exemple, le cas de notre figure :

$$S_{j,ini} = \frac{E_a . z^2}{K_{éq}}$$

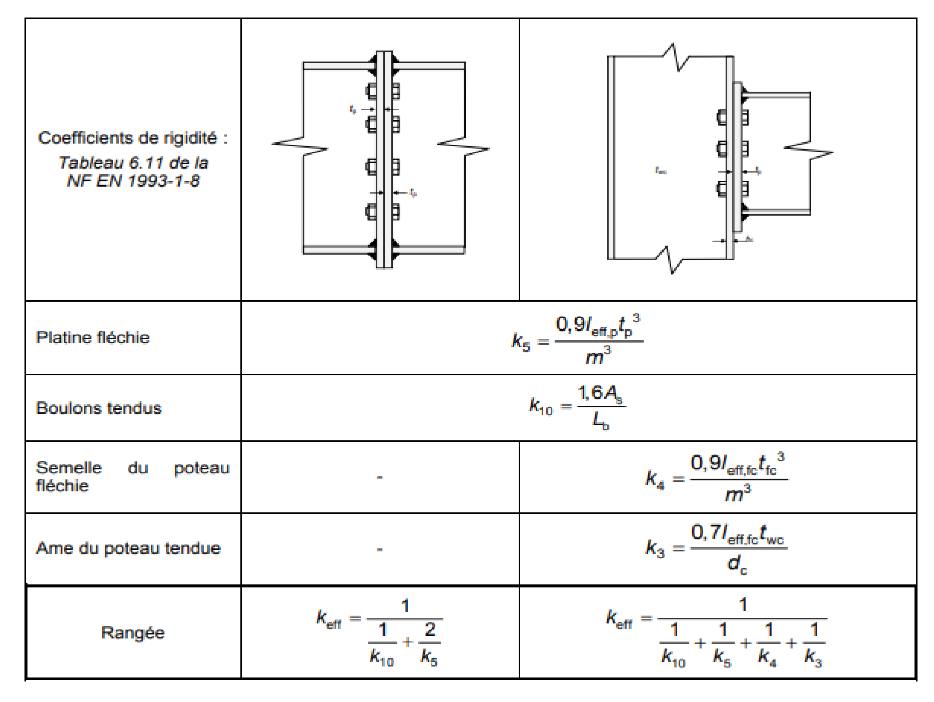
Avec $K_{éq} = \frac{1}{K_1+K_2} + \frac{1}{K_{13}}$

Le tableau suivant identifie les coefficients de rigidité à prendre en compte,

Assemblage poutre-poteau comportant des attaches par platines d'about boulonnées	Nombre de rangées de boulons tendus	Coefficients de rigidité k_i à prendre en compte
$M_{j,Sd}$ Unilatéral	Une	k_1 ; k_2 ; k_3 ; k_4 ; k_5 ; k_{10}
	Deux ou plus	k_1 ; k_2 ; k_{eq}
$M_{j,Sd}$ $M_{j,Sd}$ Bilatéral — Moments égaux et opposés	Une	k_2 ; k_3 ; k_4 ; k_5 ; k_{10}
	Deux ou plus	k_2 ; k_{eq}
$M_{j1,Sd}$ $M_{j2,Sd}$ Bilatéral — Moments inégaux	Une	k_1 ; k_2 ; k_3 ; k_4 ; k_5 ; k_{10}
	Deux ou plus	k_1 ; k_2 ; k_{eq}
Assemblage de continuité de poutres avec platines d'about boulonnées	**Nombre de rangées de boulons tendus**	**Coefficients de rigidité k_i à prendre en compte**
$M_{j,Sd}$ $M_{j,Sd}$	Une	k_5 [gauche] ; k_5 [droite] ; k_{10}
	Deux ou plus	k_{eq}

Tableau 31 : coefficient de rigidité des assemblages

Dans notre cas, les coefficient de rigidité qu'on va utiliser sont K3,K4,K5 et K10 vue qu'on a des assemblages entre poutres et poutre/poteau supposé raidi.



Coefficients de rigidité : *Tableau 6.11 de la NF EN 1993-1-8*		
Platine fléchie	$k_5 = \frac{0,9 l_{eff,p} t_p^3}{m^3}$	
Boulons tendus	$k_{10} = \frac{1,6 A_s}{L_b}$	
Semelle du poteau fléchie	-	$k_4 = \frac{0,9 l_{eff,fc} t_{fc}^3}{m^3}$
Ame du poteau tendue	-	$k_3 = \frac{0,7 l_{eff,fc} t_{wc}}{d_c}$
Rangée	$k_{eff} = \frac{1}{\frac{1}{k_{10}} + \frac{2}{k_5}}$	$k_{eff} = \frac{1}{\frac{1}{k_{10}} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_3}}$

Tableau 32 : coefficient de rigidité des éléments assemblés

c) La rigidité initiale :

$$S_{j,ini} = E_a \, z^2 \, k_{éq}$$

Si on a : $S_{j,ini} \geq 8 \frac{EI_b}{L_b}$, il nécessite un assemblage rigide.

Si on a : $0.5 \frac{EI_b}{L_b} \leq S_{j,ini} \leq 8 \frac{EI_b}{L_b}$, il nécessite un assemblage semi rigide.

Si on a : $S_{j,ini} \leq 0.5 \frac{EI_b}{L_b}$, il nécessite un assemblage articulé.

Avec :

EI_b : La rigidité flexionnelle de section de poutre mixte non fissuré.

L_b : La portée de la poutre.

Le calcul de la rigidité nominale S_j:

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\mu}$$

μ : Le rapport de rigidité.

Il convient de déterminer le rapport de rigidité de la façon suivante :

Si $M_{j,Sd} \leq \frac{2}{3} M_{j,Rd}$; on a $\mu = 1$

Si $\frac{2}{3} M_{j,Rd} \leq M_{j,Sd} \leq M_{j,Rd}$; on a $\mu = ({1.5 \, M_{j,Sd}} / {M_{j,Rd}})^{\varphi}$

Avec le coefficient φ est donné par le tableau suivant :

Type d'attache	φ
Soudé	2,7
Platine d'about boulonnée	2,7
Cornières de semelle boulonnées	3,1

Tableau 33 : le coefficient φ

Pour les assemblages des poteaux aux pieds des fondations :

La rigidité initiale est donnée comme suit :

$$S_{j,ini} = \frac{E\, z^2 t_{fc}}{20}$$

t_{fc} : L'épaisseur de la plaque d'assise.

z : Le bras de levier.

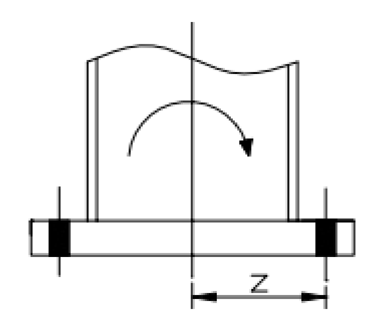


Tableau 34 : assemblage au pied de fondation

d) Le calcul de l'assemblage :

- <u>Assemblage poutre-poutre :</u>

Le tableau suivant classifie les assemblages selon leur rigidité initiale :

classification										
assemblage	poutre	poutre	μ	Ea(N/mm2)	Ib(mm4)	Lb(mm)	8(Ea.Ib)/Lb (KN.m)	0,5(Ea.Ib)/Lb (KN.m)	Sj,ini(KN.m)	classification
1	ipe 240	ipe 240	0,4	210	38916000	5050	12,94631287	0,809144554	38,30334334	assemblage rigide

Tableau 35 : classification de l'assemblage poutre -poutre

On opte à un assemblage rigide entre les poutres.

- <u>Assemblage poteau-poutre :</u>

classification										
assemblage	poteau	poutre	μ	Ea(N/mm2)	Ib(mm4)	Lb(mm)	8(Ea.Ib)/Lb (KN.m)	0,5(Ea.Ib)/Lb (KN.m)	Sj,ini(KN.m)	classification
1	HEB 300	ipe 240	0,4	210	38916000	5050	12,94631287	0,809144554	3,71836719	assemblage semi rigide

Tableau 36 : classification de l'assemblage poteau-poutre

Cette fois-ci, pour les assemblages entre les poteaux et les poutres, on prévoit des assemblages semi-rigides.

5. Calcul par le logiciel CYPECAD :

5.1. La modélisation par le logiciel :

CYPECAD est un software destiné aux projets de construction en béton armé et en acier. Il permet l'analyse spatiale, le dimensionnement de tous les éléments structuraux, l'édition des armatures et des sections et l'obtention des plans de construction de la structure.

Alors pour notre projet, la modélisation est réalisée par des éléments mixte, les voiles et les poutres dont la portée ne dépasse pas 4m sont modélisés par des éléments en béton armé.





Figure 127 : modélisation de la tour RMC

5.2. Le calcul du vent :

Les paramètres introduits dans le logiciel sont :

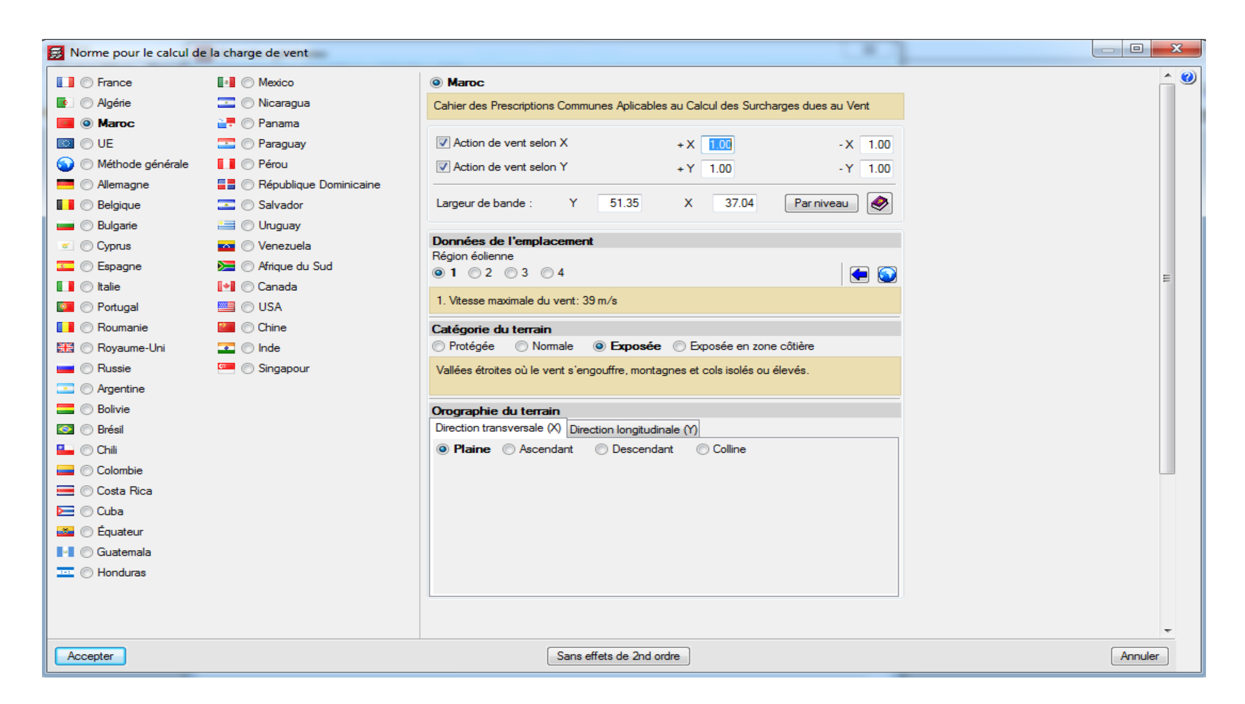


Figure 128 : les données générales du vent

Le résultat de calcul de vent avec le logiciel CYPECAD sont illustrées dans le tableau suivant :

Charge de vent		
Niveau	Vent X (kN)	Vent Y (kN)
r+22	147.677	106.523
r+21	292.112	210.707
r+20	303.133	218.657
r+19	298.967	215.652
r+18	272.885	196.839
r+17	261.276	188.465
r+16	257.494	185.737
r+15	253.497	182.854
r+14	249.265	179.801
r+13	244.778	176.564
r+12	240.010	173.125
r+11	234.937	169.465
r+10	229.525	165.562
r+9	223.742	161.391
r+8	217.547	156.922
r+7	210.895	152.124
r+6	203.733	146.957
r+5	196.000	141.379
r+4	187.624	135.338
r+3	178.524	128.774
r+2	212.027	152.940
r+1	172.414	124.366
mezz	112.130	80.882
rdc	107.443	77.501
ss1	0.000	0.000

Charge de vent		
Niveau	Vent X (kN)	Vent Y (kN)
ss2	0.000	0.000
ss3	0.000	0.000
ss4	0.000	0.000
ss5	0.000	0.000

Tableau 37 : charge horizontale du vent

5.3. Le calcul de séisme :

Les données qui sont introduit dans le logiciel concernent la caractérisation de l'emplacement, le système structural et d'autres paramètres de calcul.

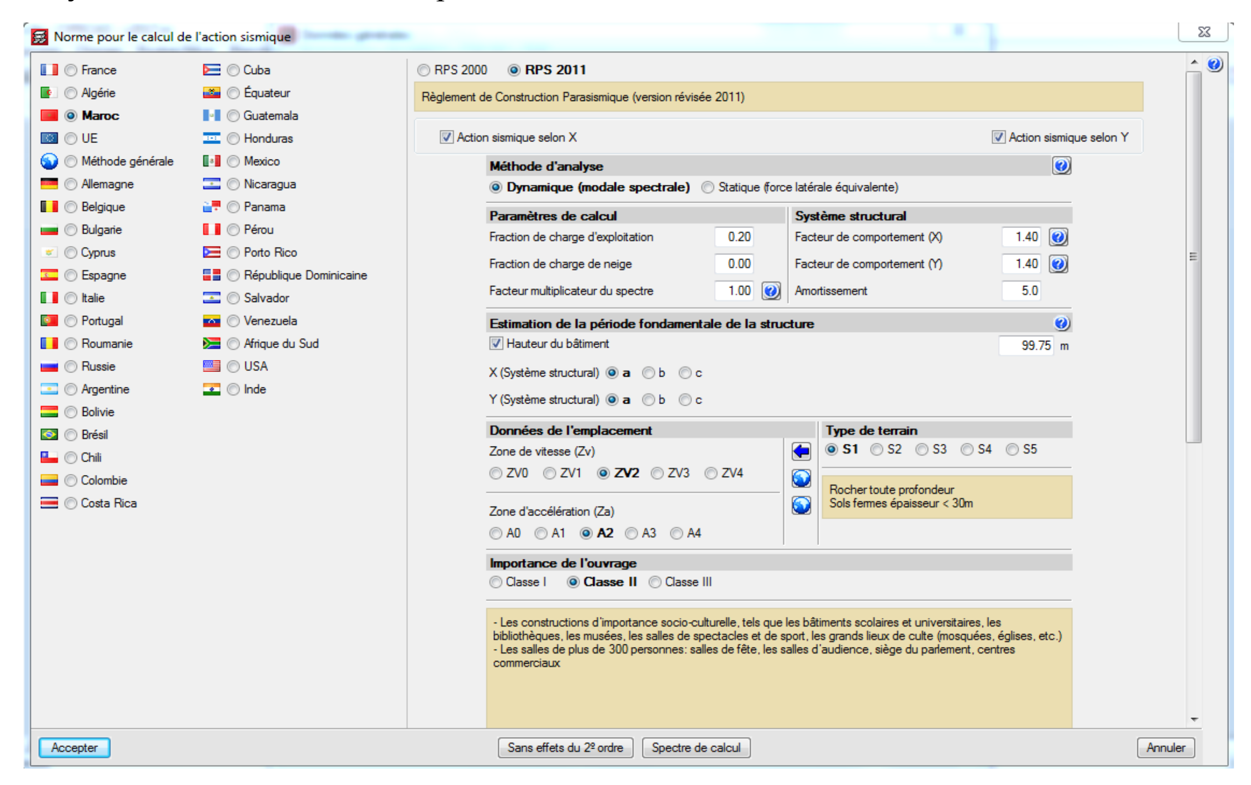


Figure 129 : les données générales de séisme

a) Le calcul du centre de masse et centre de rigidité de l'ETC :

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Niveau	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_X (m)	e_Y (m)
ETC	(-1.61, -17.13)	(-1.55, -18.27)	-0.07	1.13

Tableau 38 : les coordonnées de centre de masse et de rigidité

Avec :

c.d.m.: Coordonnées du centre de masses du niveau (X,Y)

c.d.r.: Coordonnées du centre de rigidité du niveau (X,Y)

e_X: Excentricité du centre de masses par rapport au centre de rigidité (X)

e_Y: Excentricité du centre de masses par rapport au centre de rigidité (Y)

La représentation graphique de centre de masse et de centre de rigidité pour l'étage courant :

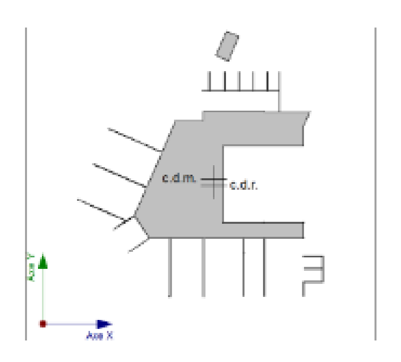


Figure 130 : représentation graphique des centres de masse et de rigidité

b) Coefficient de participation :

Le tableau tout entier de calcul sera donné en annexe. Pour le moment on donne le calcul pour les modes où le déplacement de la masse est important

Mode	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hypothèse X(1)	Hypothèse Y(1)
Mode 1	6.217	0.033	0.051	0.9982	14.26 %	24.82 %	R = 1.4 A = 0.347 m/s² D = 340.063 mm	R = 1.4 A = 0.347 m/s² D = 340.063 mm
Mode 3	5.741	0.0306	0.0126	0.9995	23.23 %	2.86 %	R = 1.4 A = 0.347 m/s² D = 289.978 mm	R = 1.4 A = 0.347 m/s² D = 289.978 mm
Mode 4	5.626	0.0332	0.0501	0.9982	12.09 %	20.06 %	R = 1.4 A = 0.347 m/s² D = 278.465 mm	R = 1.4 A = 0.347 m/s² D = 278.465 mm
Mode 28	0.521	0.014	0.0711	0.9974	0.24 %	4.55 %	R = 1.4 A = 1.56 m/s² D = 10.7286 mm	R = 1.4 A = 1.56 m/s² D = 10.7286 mm
--	--	--	--	--	--	--	--	--
Mode 37	0.321	0.0813	0.1827	0.9798	0.05 %	0.18 %	R = 1.4 A = 1.958 m/s² D = 5.12364 mm	R = 1.4 A = 1.958 m/s² D = 5.12364 mm
Mode 38	0.302	0.0586	0.1518	0.9867	1.37 %	6.71 %	R = 1.4 A = 1.998 m/s² D = 4.60817 mm	R = 1.4 A = 1.998 m/s² D = 4.60817 mm
Mode 39	0.300	0.0589	0.0218	0.998	1.9 %	0.19 %	R = 1.4 A = 2.002 m/s² D = 4.55579 mm	R = 1.4 A = 2.002 m/s² D = 4.55579 mm
Total					90.39 %	96.96 %		

Tableau 39 : coefficient de participation

T: Période de vibration en secondes.

L_x, L_y: Coefficients de participation normalisés dans chaque direction de l'analyse.

L_{gz}: Coefficient de participation normalisé correspondant au degré de liberté rotationnelle.

M_x, M_y: Pourcentage de masse déplacée pour chaque mode dans chaque direction de l'analyse.

R: Relation entre l'accélération de calcul en utilisant la ductilité attribuée à la structure et l'accélération de calcul obtenue sans ductilité.

A: Accélération de calcul, en incluant la ductilité.

D: Coefficient du mode. Équivaut au déplacement maximum du degré de liberté dynamique.

c) Représentation des périodes modales

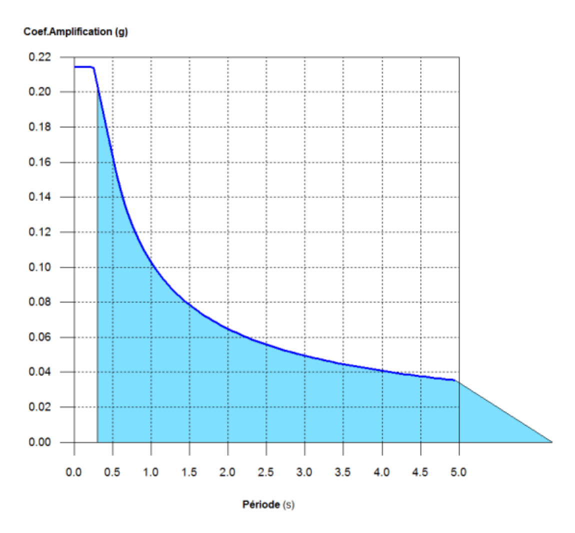


Figure 131 : spectre de conception selon X

Figure 132 : spectre de conception selon Y

on constate que la masse a été déplassé de plus de 90 % dans les deux direction. Et on a atteint le fréquence de coupure 33Hz

d) Cisaillement statique de base

L'effort tranchant sismique dans la base de la structure est déterminé pour chacune des directions d'analyse:

$V_{S,X}$: Effort tranchant sismique dans la base (X) (RPS 2011, 6.2.1.3)

$V_{S,X}$: *7892.173* kN

$S_{d,X}(T_a)$: Accélération spectrale horizontale de conception (X)

$T_{a,X}$: Période fondamentale approximative (X) (RPS 2011, 6.3)

$S_{d,X}(T_a)$: *0.058* g

$T_{a,X}$: *2.37* s

Système structural (X): a

h: Hauteur du bâtiment

h= 99.75 m

De meme pour la direction Y

W: Poids sismique total de la structure

Le poids sismique total de la structure est la somme des poids sismiques de tous les niveaux.

wi : poids sismique total du niveau i Somme de la totalité de la charge permanente et de la fraction de la charge d'exploitation prise en compte dans le calcul de l'action sismique.

Niveau	w_i (kN)
r+22	887.693
r+21	7466.759
r+20	4621.825
r+19	4703.971
r+18	5947.223
r+17	6161.859
r+16	6161.859
r+15	6161.859
r+14	6161.859
r+13	6161.859
r+12	6161.859
r+11	6161.859
r+10	6161.859
r+9	6161.859
r+8	6161.859
r+7	6161.859
r+6	6161.859
r+5	6161.859
r+4	5955.601
r+3	6268.648
r+2	3771.832
r+1	7060.387
Mezz	2444.440
Rdc	7056.021
$W=\sum w_i$	**136288.570**

Tableau 40 : poids sismique du bâtiment

e) Vérification de la condition de cisaillement de base

Lorsque la valeur dynamique totale à la base (V_d), obtenue après avoir réalisé la combinaison modale, pour quelque direction de l'analyse que ce soit, est inférieure à 90 % du cisaillement sismique statique de base (V_s), tous les paramètres de la réponse dynamique sont multipliés par le coefficient de modification: $0.90 \cdot V_s/V_d$.

RPS 2011 (6.4.1-b)

Hypothèse sismique	Condition de cisaillement de base minimum	Coefficient de modification
Séisme X1	$V_{d,X1} = 0.90 \cdot V_{s,X}$ 10115.044 kN >7102.956 kN	N.V.
Séisme Y1	$V_{d,Y1} = 0.90 \cdot V_{s,Y}$ 12624.867 kN >7102.956 kN	N.V.

$V_{d,X}$: Cisaillement dynamique de base suivant la direction X, par hypothèse sismique
$V_{s,X}$: Cisaillement statique de base suivant la direction X, par hypothèse sismique
$V_{d,Y}$: Cisaillement dynamique de base suivant la direction Y, par hypothèse sismique
$V_{s,Y}$: Cisaillement statique de base suivant la direction Y, par hypothèse sismique
N.V.: Non nécessaire

Effort : dans les deux directionx X et Y :

Niveau	Q_X (kN)	$F_{eq,X}$ (kN)	Q_Y (kN)	$F_{eq,Y}$ (kN)
r+22	129.548	129.548	55.831	55.831
r+21	997.766	876.510	288.969	242.248
r+20	1503.364	511.573	451.017	203.624
r+19	1986.219	496.065	606.245	201.631
r+18	2581.966	613.020	727.853	233.741
r+17	3107.392	545.239	803.509	135.615
r+16	3626.603	535.037	888.452	117.586
r+15	4104.662	497.618	955.814	103.747
r+14	4551.613	471.663	1011.667	101.568
r+13	4964.730	447.441	1057.652	103.442
r+12	5346.185	426.857	1098.686	109.260
r+11	5699.799	407.715	1136.106	119.837
r+10	6028.570	389.225	1172.517	130.078
r+9	6332.651	370.119	1216.903	140.071
r+8	6617.992	352.446	1269.336	149.200
r+7	6886.756	336.008	1336.287	158.543
r+6	7136.940	321.940	1420.761	169.218
r+5	7367.700	308.253	1529.793	187.524
r+4	7538.542	292.277	1612.273	192.724
r+3	7724.321	268.742	1727.196	191.118
r+2	7799.549	235.844	1790.616	155.052
r+1	7932.163	251.971	1906.417	194.532
mezz	7963.344	126.983	1956.693	107.489
rdc	9466.350	4179.898	5718.076	4866.310
ss1	10111.616	1410.874	6695.869	1374.287
ss2	10111.185	0.540	6695.811	0.263
ss3	10112.433	1.852	6695.867	0.764
ss4	10103.305	13.027	6695.762	2.139
ss5	10115.044	15.671	6696.436	2.832

Tableau 41 : la force sismique dans chaque niveau

f) Déplacement latéral au sommet du bâtiment :

Le déplacement latéral total du bâtiment Δg doit être limité à :

$$\Delta g \leq 0.004H$$

Avec :
H : la hauteur totale de la structure.

Or, notre structure est de 99.75 m de hauteur, donc doit être limité à :

$$\Delta g \leq 0.004 \times 99.75$$

Soit $\Delta g \leq 39.9cm$

On résume les déplacements latéraux totaux Δg dans les deux directions X et Y dans le tableau suivant :

Valeur de déplacement latéral max selon X (cm)	Valeur de déplacement latéral max selon Y (cm)
30.54	32.5

Tableau 42 : déplacement latéral max selon X et Y

On constate que les déplacements latéraux totaux de la structure suivant les deux directions X et Y sont tolérées par le règlement RPS 2011

g) Déplacement latéraux inter-étages :

Le RPS 2011 limite le déplacement relatif pour les bâtiments de classe I comme suit :

$$K.\ \Delta el \leq 0.007\ h$$

Avec :

H : La hauteur de l'étage

K : Coefficient du comportement (1.4)

Pour notre structure, les déplacements latéraux inter-étages doivent être limité à :

- Pour h = 3.3m

$$\Delta_{el} \leq \frac{0.007 \times 3.3}{1.4}$$

Soit $\Delta_{el} \leq 1.65\ cm$

- Pour h=3.8 m

$$\Delta_{el} \leq \frac{0.007 \times 3.8}{1.4}$$

Soit $\Delta_{el} \leq 1.9cm$

Les déplacements des étages Δ_{etage} (au niveau du plancher haut) de chaque étage et les déplacements inter-étages Δ_{inter} entre le plancher haut et bas de l'étage sont résumés dans le tableau suivant :

Déplacement entre étages										
Etage	suivant x				suivant y				Vérifications	
	Δétage (mm)	Δinter (mm)	K *Δinter	Δlimite (cm)	Δétage (mm)	Δinter (mm)	K*Δinter (mm)	Δlimite (mm)	Suiv X	Suiv Y
ss5	1,49	1,49	2,086	39,9	-0,68	-0,68	-0,952	39,9	OK	OK
ss4	4,20	2,7	3,78	39,9	-1,75	-1,07	-1,498	39,9	OK	OK
ss3	11,14	6,94	9,716	39,9	-3,87	-2,12	-2,968	39,9	OK	OK
ss2	7,76	3,38	4,732	39,9	-2,74	-1,13	-1,582	39,9	OK	OK
ss1	14,82	7,06	9,884	39,9	-5,01	-2,27	-3,178	39,9	OK	OK
rdc	18,28	3,46	4,844	39,9	-5,78	-0,77	-1,078	39,9	OK	OK
mezz	21,87	3,59	5,026	39,9	-6,48	-0,7	-0,98	39,9	OK	OK
r+1	25,63	3,77	5,278	39,9	-7,18	-0,69	-0,966	39,9	OK	OK
r+2	29,60	3,97	5,558	39,9	-7,89	-0,64	-0,896	39,9	OK	OK
r+3	33,74	4,14	5,796	39,9	-8,59	-0,68	-0,952	39,9	OK	OK
r+4	38,03	4,29	6,006	39,9	-9,29	-8,22	-11,508	39,9	OK	OK
r+5	42,46	4,43	6,202	39,9	-9,96	-1,26	-1,764	39,9	OK	OK
r+6	47,06	4,6	6,44	39,9	-10,62	-1,28	-1,792	39,9	OK	OK
r+7	51,82	4,75	6,65	39,9	-11,26	-1,25	-1,75	39,9	OK	OK
r+8	56,69	4,87	6,818	39,9	-19,48	-1,27	-1,778	39,9	OK	OK
r+9	61,69	5	7	39,9	-20,74	-1,32	-1,848	39,9	OK	OK
r+10	66,85	5,16	7,224	39,9	-22,00	-1,31	-1,834	39,9	OK	OK
r+11	72,04	5,19	7,266	39,9	-23,26	-2	-2,8	39,9	OK	OK
r+12	77,38	5,34	7,476	39,9	-24,52	-1,94	-2,716	39,9	OK	OK
r+13	82,82	6,29	8,806	39,9	-25,78	-2,13	-2,982	39,9	OK	OK
r+14	88,36	6,13	8,582	39,9	-27,07	-2,67	-3,738	39,9	OK	OK
r+15	94,32	6,78	9,492	39,9	-28,55	-2,3	-3,22	39,9	OK	OK
r+16	100,29	6,76	9,464	39,9	-30,00	-2,07	-2,898	39,9	OK	OK
r+17	106,34	6,73	9,422	39,9	-31,41	-2,37	-3,318	39,9	OK	OK
r+18	112,47	6,64	9,296	39,9	-32,81	-2,19	-3,066	39,9	OK	OK
r+19	118,69	6,65	9,31	39,9	-34,21	-2,24	-3,136	39,9	OK	OK
r+20	124,98	6,78	9,492	39,9	-35,59	-2,42	-3,388	39,9	OK	OK
r+21	131,33	6,67	9,338	39,9	-36,95	-2,85	-3,99	39,9	OK	OK
r+22	137,74	6,61	9,254	39,9	-38,31	-2,46	-3,444	39,9	OK	OK

Tableau 43 : déplacements inter-étage du bâtiment

On constate que les déplacements latéraux inter-étages de la structure suivant les deux directions X et Y sont tolérées par le règlement RPS 2011

Chapitre 6 : L’étude comparative :

On va comparer entre deux variantes à partir de leur encombrement, poids et couts.

1. Encombrement :

On compare entre deux épaisseurs des planchers :

- **Béton armé :**

L'épaisseur maximale obtenue par la variante béton armé est de 110 cm,

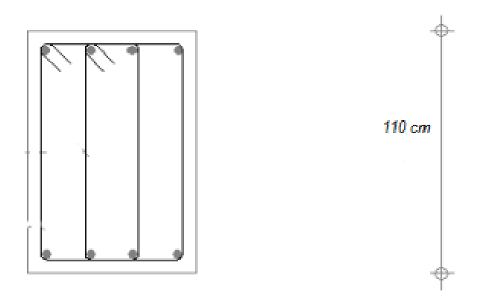


Figure 133 : épaisseur maximale du plancher BA

- **Mixte :**

Tandis que la hauteur maximale du profilé plus l'épaisseur de la dalle obtenue est 60 cm.

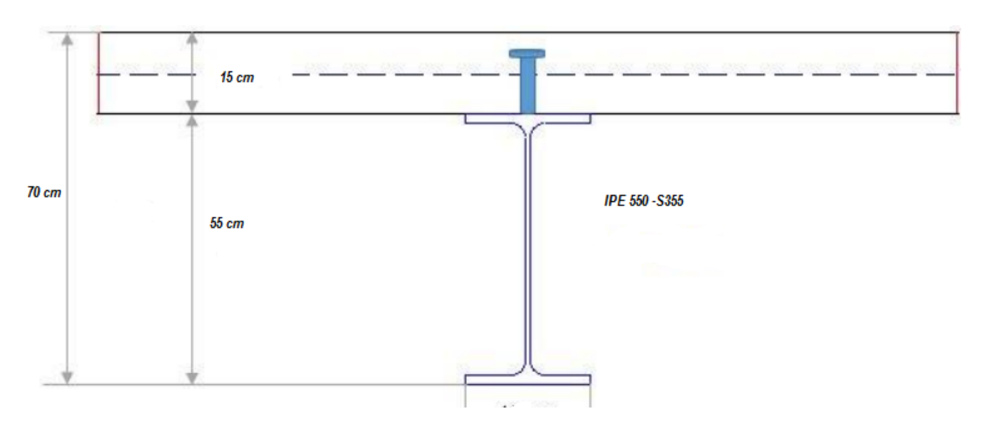


Figure 134 : épaisseur maximale du plancher mixte

Alors un gain de 40 cm par rapport à la variante béton armé.

2. Critère de poids :

2.1 Calcul du poids de la variante mixte :

2.1.1 Calcul du poids des poteaux mixtes

Les quantités d'acier et de béton des poteaux mixtes sont calculées comme suit. Les tableaux suivants présentent les résultats obtenus pour le poteau P1 le plus chargé du ss5

Données		
Béton d'enrobage		
Poids volumique du béton	2400	kg/m3
Acier d'armatures	7850kg/m3	
Armatures longitudinales	HA	20
Poids linéaire	2.465	kg/m
Nombre de barres d'armatures	4	
Armatures transversales	HA	6
Poids linéaire	0.22	kg/m
Ecartement des cadres	15	cm
Nombre de cadres		25

Tableau 44 : donnés de calcul du poteau mixte P1

Profilé HEA	1000
Nombre	1
Poids d'acier de construction (kg/m)	272
Poids d'acier de profilé (kg)	1033.6
Section d'acier (cm²)	346.8
Largeur b (cm)	100
Hauteur h (cm)	120
Section de béton (cm²)	6101.03
Poids du béton d'enrobage (kg)	5564.14
Poids d'armatures longitudinales (kg)	37.47
Poids d'armatures transversales (kg)	11.44
Poids d'acier d'armatures (kg)	48.91

Tableau 45 : calcul du poids du poteau P1

Poteaux	Nombre de poteaux	Hauteur(m)	Section béton (cm2)	Section acier (cm2)	Volume béton (m3)	Volume acier (m3)	Volume totale béton (m3)	Volume totale acier(m3)	Poids total (kg)
60x70(HEA 500)	2	3,8	6133,4	197,5	2,330692	0,07505	4,661384	0,1501	12831,745
120x100 (HEA 1000)	2	3,8	2591	346,8	0,98458	0,131784	1,96916	0,263568	6991,9088
								total	19823,6538

Tableau 46 : calcul du poids total des 4 poteaux principaux ss5

2.1.2 Calcul du poids des planchers mixtes

Dalle mixte		
Epaisseur totale	15	cm
dalle en Béton		
Litrage béton pour épaisseur 15 cm	85	l/m²
Poids volumique du béton	2,4	kg/l
Poids surfacique de la dalle en béton	204	kg/m²
Tôle Cofraplus 60		
Epaisseur de tôle	0,75	mm
Poids surfacique de la tôle	8,53	kg/m²
Barres d'armatures		
Armatures longitudinales		
Diamètre	8	mm
Espacement	200	mm
Section totale	5,03	cm²/m
Poids surfacique	3,95	kg/m²

Armatures transversales		
Diamètre	8	mm
Espacement	200	mm
Section totale	5,03	cm²/m
Poids surfacique	3,95	kg/m²
Poids surfacique des armatures	7,9	kg/m²

Tableau 47 : donnés de calcul du poids de la dalle mixte

Dalles avec bac acier	Superficie(m2)	Hauteur(m)	Volume (m3)	Poids surfacique (Kg/m2)	Poids total (kg)
Cofraplus 60+dalle en béton	1480	0.15	222.00	8.53	5609380.5

Tableau 48 : poids total de la dalle avec bac d'acier

	Poutres	Nombre de poutres	Hauteur(m)	Section (cm2)	Volume total (m3)	Poids total (kg)
	IPE 360	5	0.36	72.73	0.200	1570.0
	IPE 270	6	0.27	45.95	0.142	1114.7
	IPE 300	5	0.30	53.81	0.152	1193.2
	IPE 450	2	0.45	98.82	0.136	1067.6
	IPE 330	5	0.33	62.61	0.189	1483.6
	IPE 400	4	0.40	84.46	0.368	2888.8
Eléments en béton armé	S 20 × 110	9	1.10	2200	4.95	12375
	BN 20× 25	9	0.25	500	0.72	1800
	S 40× 45	4	0.45	1800	1.99	4975
	S 40× 70	2	0.7	2800	1.21	3045
					Poids total	31513

Tableau 49 : poids total des poutres mixtes

2.2 Calcul du poids de la variante béton armé :

Poteaux	Nombre de poteaux	Hauteur(m)	Section BA(cm2)	Volume BA(m3)	Volume totale(m3)	Poids total (kg)
140x120	2	3,8	16800	6,384	12,768	31920
140x120	2	3,8	16800	6,384	12,768	31920
					total	63840

Tableau 50 : poids total des 4 poteaux principaux en BA

Dalles BA	Superficie(m2)	Hauteur(m)	Volume (m3)	Poids total (kg)
BA 20	503.79	0.20	100.75	251875
BA 25	306.75	0.25	76.68	191700
BA 28	295.26	0.28	82.67	206675
BA 30	129.01	0.30	38.70	96750
			Poids total	747000

Tableau 51 : poids total de la dalle BA

Poutres	Nombre de poutres	Hauteur(m)	Section (cm2)	Volume total(m3)	Poids total (kg)
S 30×45	29	0.45	1350	16.62	41550
S 20 × 110	9	1.10	2200	4.95	12375
BN 20× 25	9	0.25	500	0.72	1800
BN 40× 28	4	0.28	1120	1.66	4150
S 35×60	2	0.6	2100	2.31	5775
S 40× 45	4	0.45	1800	1.99	4975
S 40× 70	6	0.7	2800	10.01	25025
S 75× 90	1	0.75	6750	9.85	24625
				Poids total	120275

Tableau 52 : poids total des poutres en BA

2.3 Comparaison du poids des variantes

Plancher étage courant	Poids(Kg)		Ratio de poids(Kg/m2)		Comparaison
	Mixte	BA	Mixte	BA	Poids BA/mixte
	625094,725	922853,25	416,1749168	614,416278	1,476341446
Poteaux	56623,0242	65231,936	52615,21778	31647,9828	1,152039069

Tableau 53 : comparaison des poids

3. Epaisseur du radier :

3.2 Calcul de l'épaisseur nécessaire pour la variante mixte

Un radier se présente comme un plancher renversé avec ou sans poutre, recevant du sol des charges réparties ascendantes et prenant appuis sur les poteaux et murs qui exercent sur lui des charges descendantes.

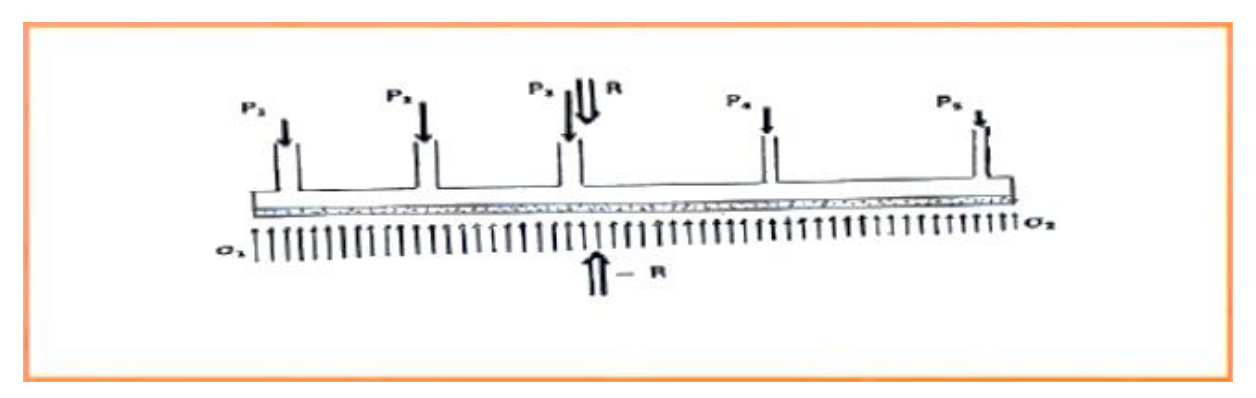


Figure 135 : des efforts appliqués du sol sur un radier

On construit sur un sol qui est rocheux donc la concentration des efforts dans des régions alors on recourt à un radier pour répartir les efforts du sol et aussi pour former un cuvelage étanche vue qu'on a des sous-sols.

On vérifie le poinçonnement qui est le phénomène phare dans l'étude de radier.

On dispose d'une condition pour vérifier le poinçonnement pour les dalles et radiers :

$$1.2\sigma_i \geq 1.5\frac{N - N1}{U_c h}$$

Avec :

σ_i : Résistance à la traction de béton.

U_c : Périmètre du contour de celui du poteau situé à mi-hauteur de la semelle

$$U_c = 2(h + b) + 2(h + a).$$

$N1$: La valeur de la réaction du sol appliqué sur l'aire délimité par U_c ;

$$N1 = (h + b) \times (h + a) \times \sigma_{sol}$$

Les données pour le poteau le plus chargé sont :

N(KN)	10292,09
a(m)	0,85
b(m)	0,75
h(m)	0,9
σt (Mpa)	2,1
$\sigma\ sol$(KN/m2)	500

Tableau 54 : données de calcul pour le poteau le plus chargé

Par calcul itératif, on obtient finalement :

Uc (m)	6,8
N1 (KN)	1443,75
σt Calculé (Mpa) >=	1,80725899
Vérification :	Oui

Tableau 55 : résultat de calcul itératif

Alors l'épaisseur retenue est de 90 cm.

3.3 Comparaison entre la variante béton armé et la variante mixte :

	Variante mixte	Variante BA	Rapport BA/mixte
Épaisseur minimale (cm)	90	120	1.33

Tableau 56 : comparaison des épaisseur de radier

4. Critère de cout :

Les prix unitaires des éléments sont établis à l'aide des prix utilisé pour des nombreux projets.

Eléments	Prix unitaire (HT)	Unités
Béton	1500	DH/m3
Armature	15	DH/Kg
Acier du profile	25	DH/Kg
Tôle cofraplus 60	170	DH/m2

Tableau 57 : couts des différentes matières

Poteaux	Nombre de poteaux	cout d'armatures (dh)	cout de béton (dh)	cout total (dh)
120x140	2	9020,592	19037,088	28057,68
120x140	2	9020,592	19037,088	28057,68
			total	56115,36

Tableau 58 : couts total des poteaux BA

Poteaux	Nombre de poteaux	cout d'armatures (dh)	cout d'acier de construction (dh)	cout de béton (dh)	cout total (dh)
120x100(HE1000)	2	1467,3	51680	6955,1742	60102,4742
60x70 (HEA 500)	2	1062,6	29450	3431,742	33944,342
				total :	94046,8162

Tableau 59 : cout total des poteaux mixte

	Cout	(DH)	Ratio de cout	(DH/m2)	Comparison
Structure	BA	Mixte	BA	Mixte	Cout BA/mixte
Plancher Crt	497928.73	246181.5	336.4	166.3	2.02
Poteau	56115.36	94046.82	49.46	120.18	0.6

Tableau 60 : comparaison des couts

L'estimation des coûts de la structure révèle que la structure mixte s'avère ne pas être toujours économique. Ainsi, des économies substantielles de coût peuvent être réalisées quand il s'agit de réaliser des surfaces de grande portée et à fortes surcharges tel qu'il est le cas pour les terrasses jardins, logements…. Cependant, la structure mixte devient plus coûteuse lorsqu'il s'agit d'espaces ayant des portées et charges modérées. Toutefois, la structure mixte peut encore être adoptée dans les logements malgré le léger surcoût par rapport au béton armé car on bénéficie des avantages de légèreté, d'encombrement, de poids, et d'épaisseur de radier réduit exposés auparavant.

5. Impact sur l'environnement :

Dans ce qui suit on donne des tableaux récapitulatif montrant la comparaison des impacts des chantiers béton armé et mixte sur l'environnement ainsi que l'équivalent carbone pour les émissions des gaz à effet de serre

Matrice d'évaluation des impacts des chantiers			beton armé	Mixte
déchets	boue		fort	moyen
	dechets des vehicules		fort	moyen
	huile des coffrage		fort	moyen
	eau usée		fort	moyen
	Autre produit	Peintures, colles, solvants, vernis non dangereux	moyen	moyen
		Etiquetage réglementaire des fûts, bidons...	moyen	moyen
		Emballage (plastique carton bois...)	fort	moyen
		Fiches de sécurité des produits dangereux	faible	faible
	Air	poussière	fort	faible
		fumée	moyen	moyen
Nuisances	visuelles		fort	moyen
	olfactive		fort	moyen
	bruit		fort	fort
	vibration		moyen	moyen
	trafic des véhicules	circulation	fort	moyen
		stationnement	moyen	moyen
Consommation de l'eau dans le chantier			fort	moyen

Tableau 61 : tableau des impacts sur chantier

matériaux	béton arme			mixte	
matériaux	équivalent carbone	quantité	équivalent carbone	quantité	équivalent carbone
béton	0,235	514	120	275	64
acier	0,642	21,82	14,0	17,550	11,267
total	134,805			75,892	

Tableau 62 : comparaison du bilan carbone

Conclusion :

Au terme de ce travail, nous avons étudié un projet de reconstruction d'une tour hôtel de 28 étages r+22 avec 5 sous-sols Royale El Mansour à Casablanca.

Les structures mixtes acier-béton ont été utilisées dans ce projet vue les avantages qu'elles présentent, en particulier pour les grandes et moyennes portées.

A l'issue de cette étude, les conclusions suivantes ont été tirées :

- La tour RMC a été conçue en respectant les exigences architecturales (grandes portées, larges espaces libres et hauteur réduite du plancher).
- Ces exigences nous ont mené à penser aux structures mixtes acier-béton.
- Des feuilles Excel et calcul par CYPECAD, basée sur l'Eurocode 4, a été développé pour le dimensionnement des éléments structuraux mixtes de la tour.
- Une recherche sur le marché des produits les plus adaptés pour les structures mixtes a été effectuée à partir des catalogues des fournisseurs.
- Une étude comparative de deux variantes a été effectuée pour les deux structures.

Nous avons confirmé que pour une structure présentant de grandes portées et des chargements importants, la structure mixte reste très économique.

La tour hôtel a été initialement conçue en béton armé, nous avons proposé une variante mixte acier-béton plus légère, permettant une hauteur entre plancher plus réduite, avec un léger surcout pour les poteaux qui peut diminuer suivant les méthodes d'exécutions, ainsi que l'épaisseur réduite du radier

- Une étude parasismique selon le règlement RPS2011 a été effectuée pour le dimensionnement de la tour RMC.

Cette étude nous a mené à adopter un système de contreventement couplé par voile et noyau rigide pour des raisons technique et économiques cités précédemment.

Enfin, cette étude nous a permis de travailler notre sens de l'ingénieur et de l'aiguiser afin de répondre à une problématique nouvelle, où nous nous sommes confrontés à l'absence d'études antérieures sur ce sujet, en effet, trouver le système le plus efficace et le plus économique pour un projet donné est sans doute le plus grand défi lancé à l'ingénieur. C'est pour lui, l'occasion de faire œuvre d'imagination et d'ingéniosité.

Références :

1. Réglements :
   - ✓ **Eurocode 4** : conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.
   - ✓ **RPS 2011** : conception parasismique des batiments.
   - ✓ **NV65 :** règles des effets du vent sur les constructions.

2. Livres et références :
   - ✓ Arnaud Lemair-Alain Bureau : poutre mixte secondaire sur deux appuis.
   - ✓ Jonas Gozzi-Bernat Johanson : dalle mixte de plancher.
   - ✓ Milan Zacek : conception parasismique des batiments.
   - ✓ prof Kassoul UHBchlef : Ossatures batiments ; chapitre 3 : les contreventements.
   - ✓ Emérite Aribert : calcul des poteaux mixtes selon les Eurocodes.

3. Sites Web :

   - ✓ www.cticm.com
   - ✓ www.section-arcelor.com
   - ✓ www.infosteel.com
   - ✓ www.techniques-ingénieurs.com
   - ✓ www.cstc.be

Annexes :

Annexe 1 : Les plans d'architectures.

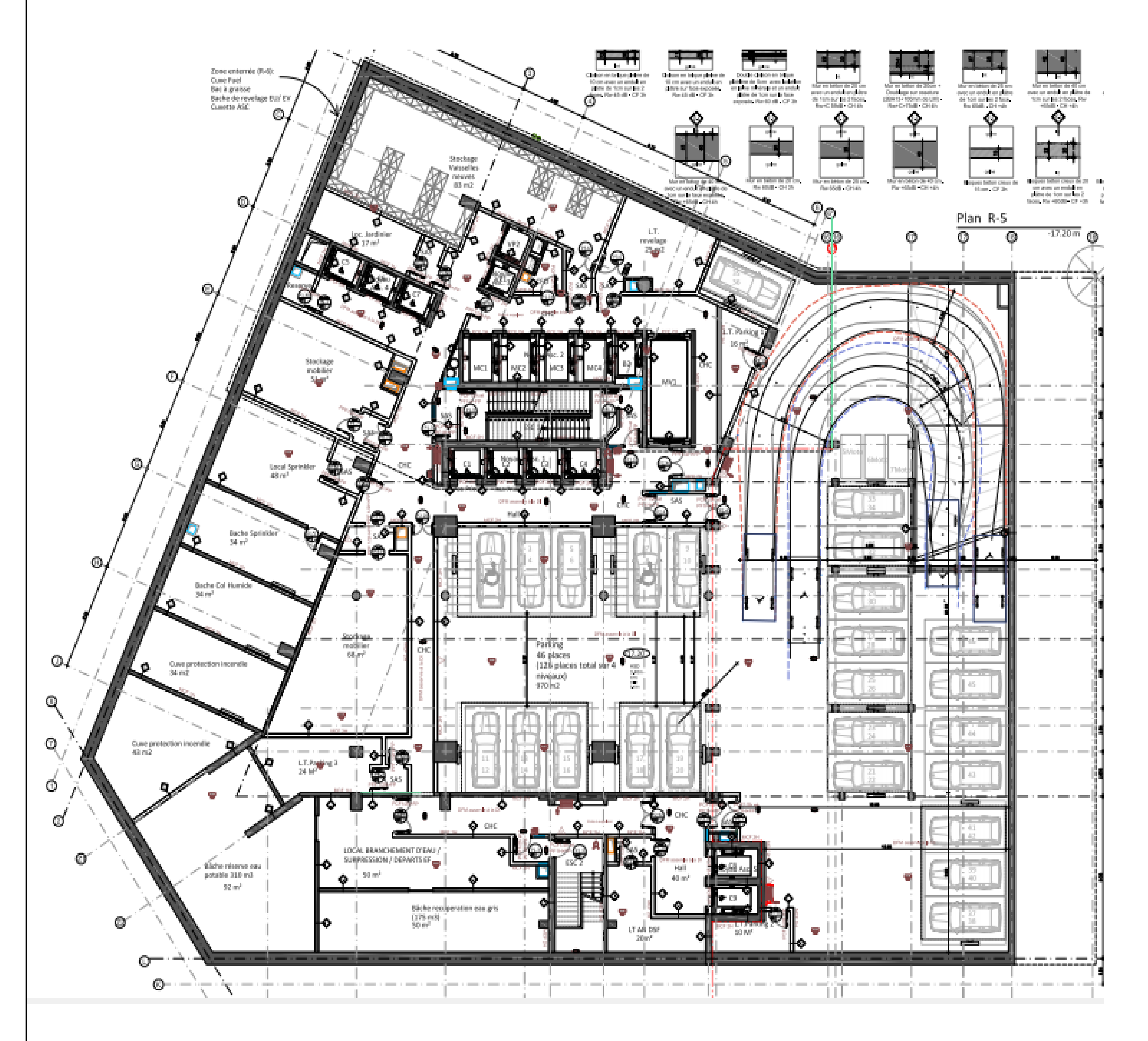


Figure 136 : plan d'architecte du sous-sol 5

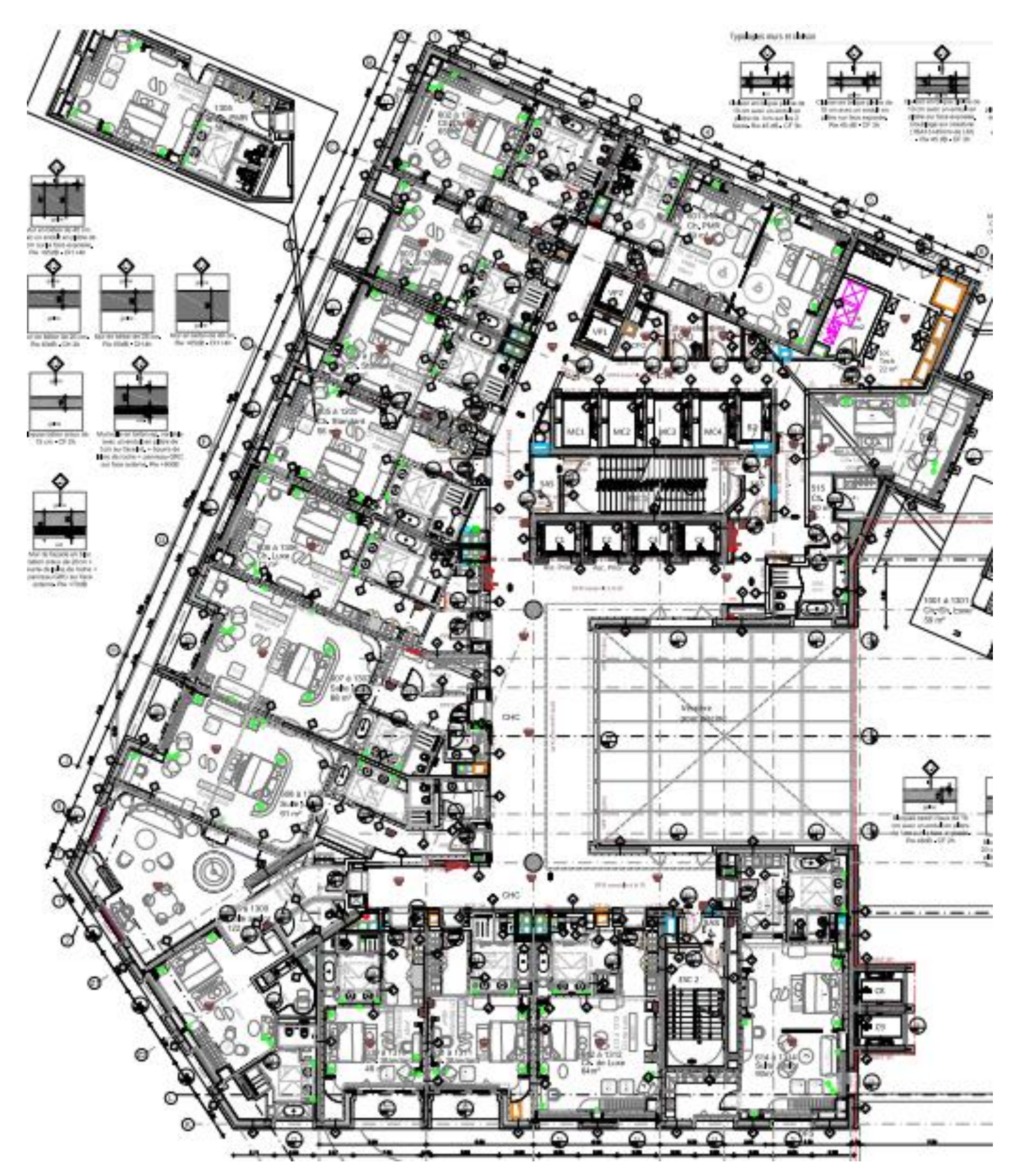


Figure 137 : plan d'architecte de l'étage courant



Figure 138 : plan d'architecte de R+19 (la suite royale)

Annexe 2 : Les plans de coffrage.

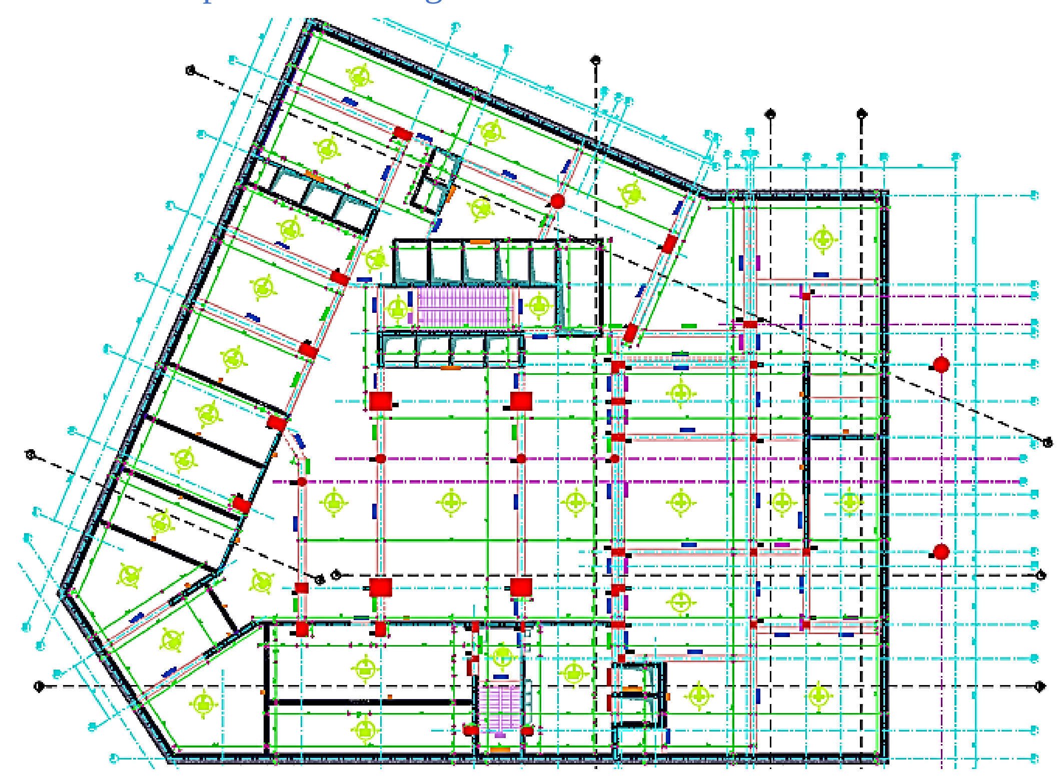


Figure 139 : plan de coffrage du sou-sol5

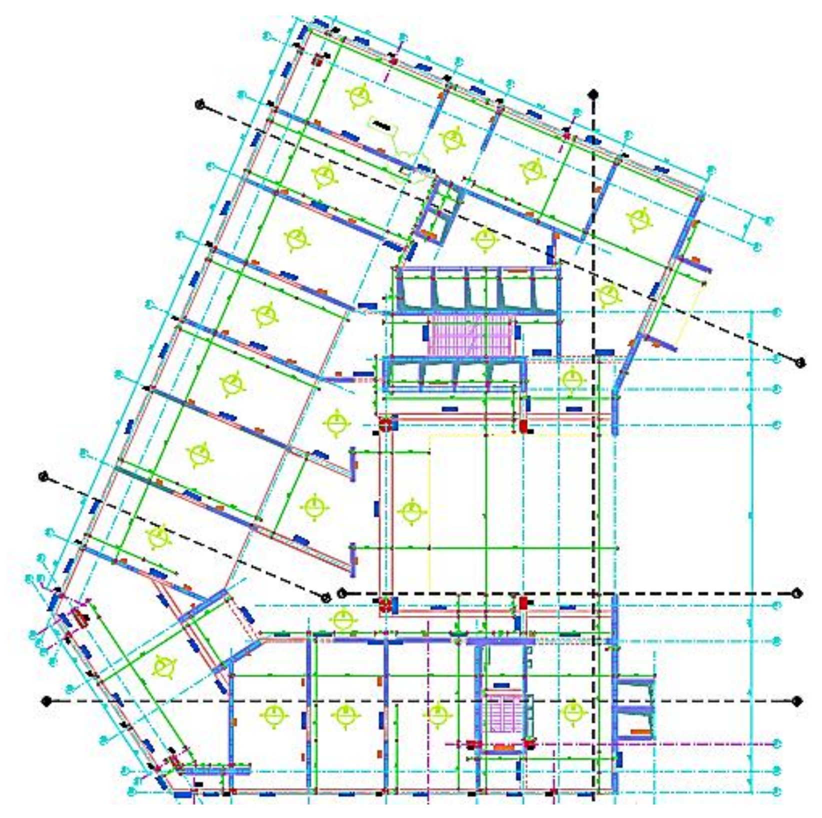


Figure 140 : plan de coffrage de l'ETC

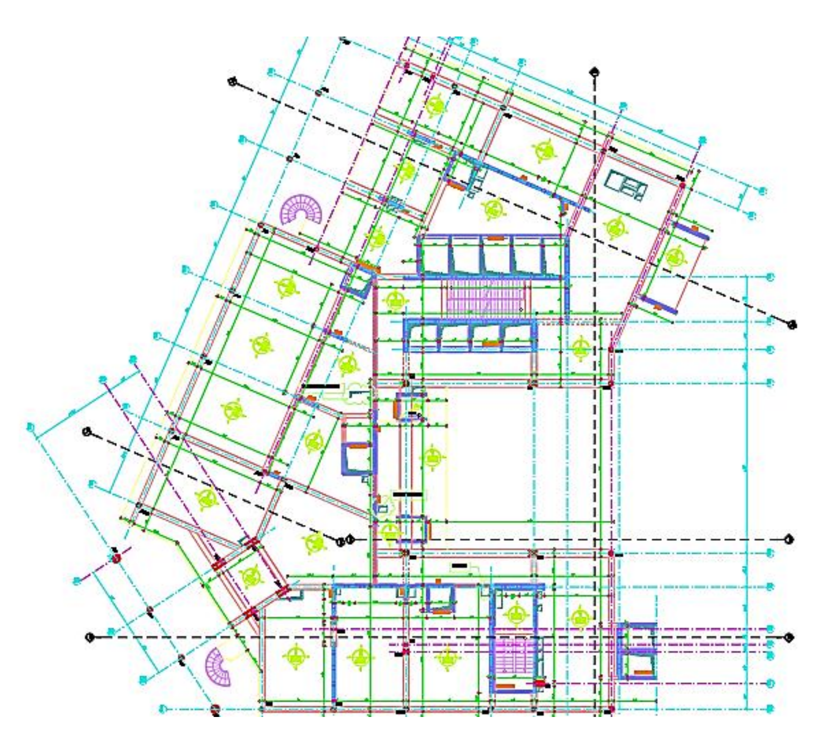


Figure 141 : plan de coffrage de la suite royale

Annexe 3 : le chargement des étages

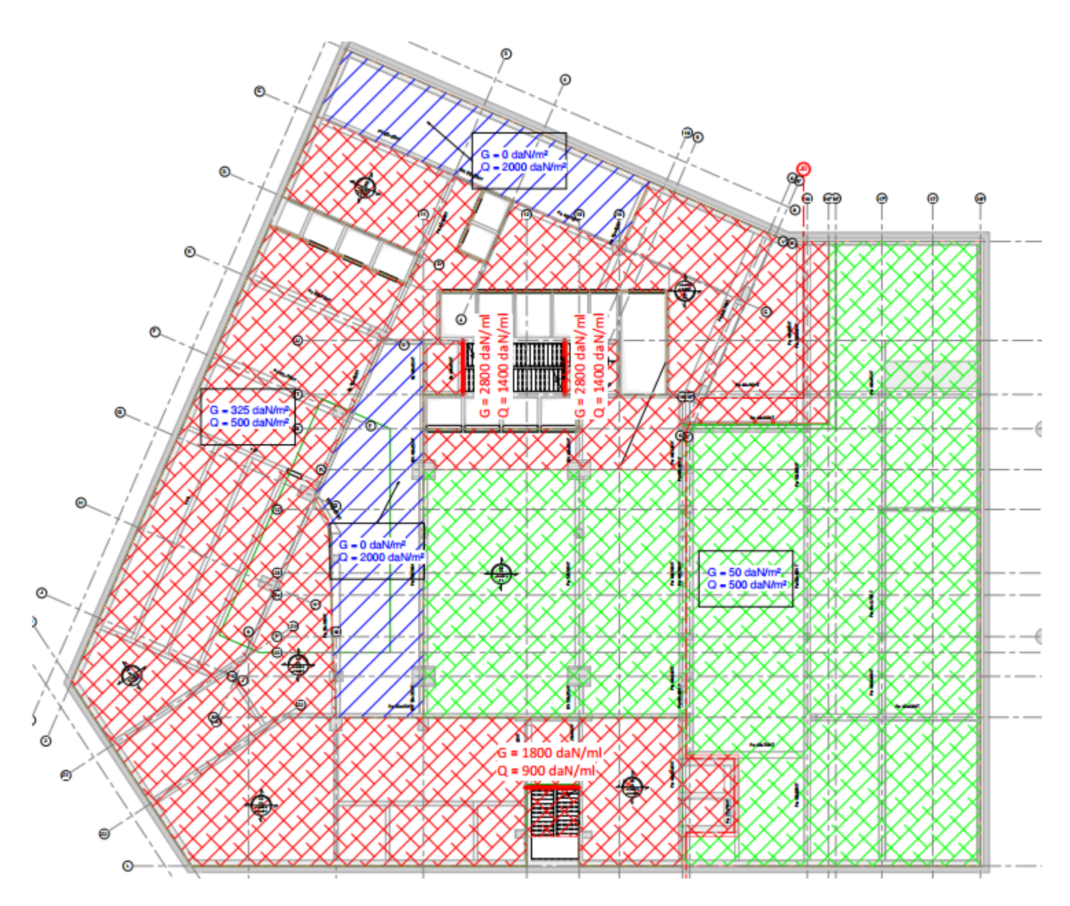


Figure 142 : plan de chargement du sous-sol 5

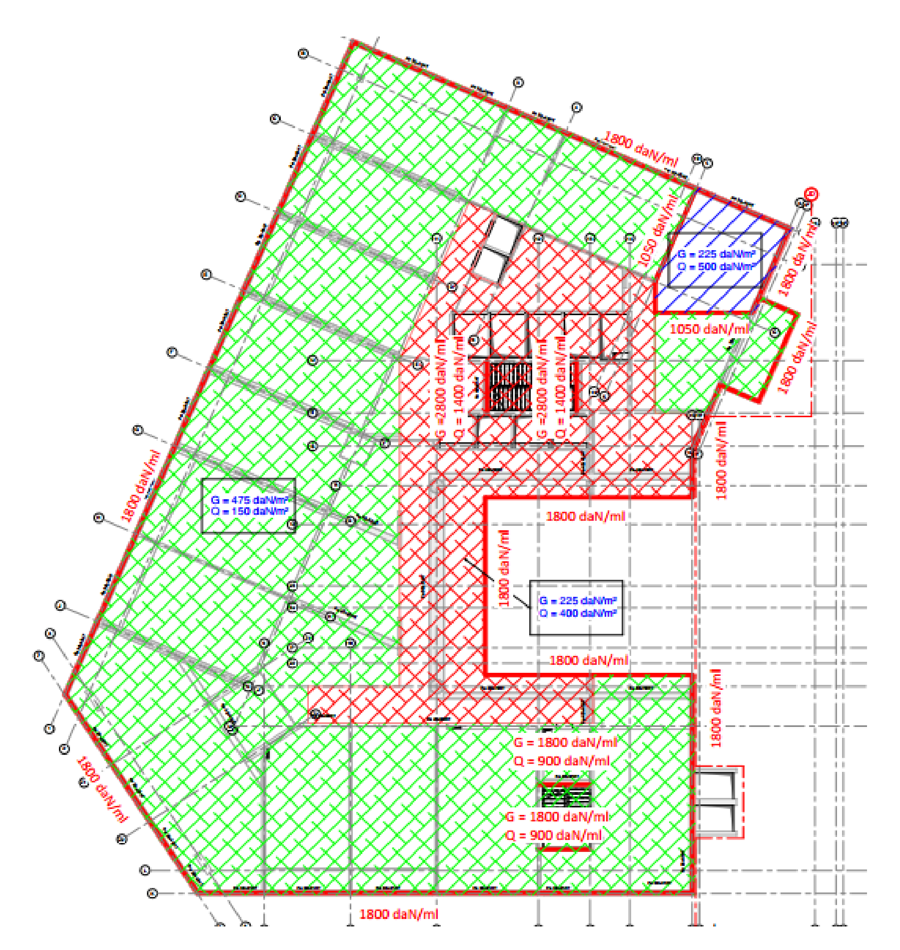


Figure 143 : plan de chargement de l'ETC

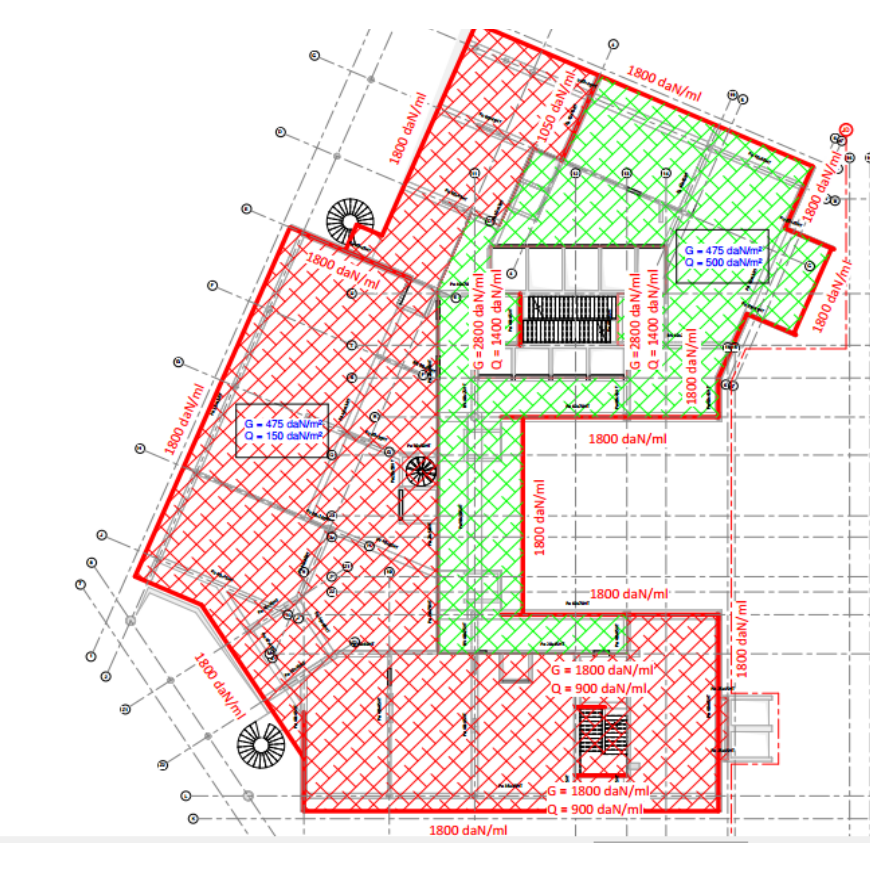


Figure 144 : plan de chargement de la suite royale

Annexe 4 : Calcul par Excel :

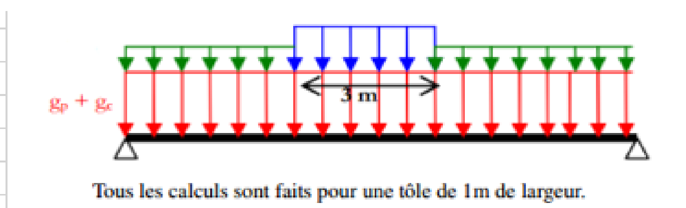
- ***vérification de la dalle mixte :***

Données relatives à la tôle :		
	nbr de goujon	5
limites d'élasticité (N/mm2)	fyp,k	350
epaisseur (mm)	ts	0,75
section d'acier efficace(mm2/m)	Ap	1029
moment d'inertie de l'ame en acier (mm4/m)	Ip	551200
résistance plastique à la flexion positive (kNm)	Mu+	4,212
résistance plastique à la flexion négative (kNm)	Mu-	5,336
coeff de la méthode m-k (N/mm2) !	k	0,01286
coeff de la méthode m-k (N/mm2) !	m	323,8
résistance au cisaillement horizontal (KN)	Ru	38

Données relatives à la dalle :		
	b0	101
Epaisseur de la dalle (mm)	ht	150
Epaisseur moyenne de la dalle (mm)	hred	
Epaisseur de la dalle au-dessus des nervures	hc	92
Epaisseur efficace (mm)	dp	116,7
Béton C25/30 (N/mm2)	fck	25
	Ecm	31000
	trd	0,3

charge (KN/m2)		
	L	2
	b	1
en phase de chantier :		
Poids propre de la tôle	gp	0,0853
Poids propre du béton frais	gc	2,392
Charge répartie de construction	q1	0,75
Charge ponctuelle de construction	q2	1,5
Après le développement de l'action mixte :		
Poids propre de la dalle	g1	2,3853
Charges d'exploitation (hôtel)	Q	10
Charges permanente (hôtel)	G	6

$M_{pl,Rd} = A_p * \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}} * (d_p - \frac{x}{2})$	33,085823
$x = \frac{\frac{A_p * f_{yp}}{\gamma_{ap}}}{\frac{0,85 * b * f_{ck}}{\gamma_c}}$	22,106394
$V_{v,Rd} = b_0 * d_p * \tau_{Rd} * k_v * (1,2 + 40 * \rho)$	52,449636
$V_{L,Rd} = b * d_p * \left(m * \frac{A_p}{b * L_s} + k\right) * \frac{1}{\gamma_{vs}}$	32,307247



Tous les calculs sont faits pour une tôle de 1m de largeur.

Vérification de la tôle en tant que coffrage :		
à l'ELU		
Mg+ (kNm)	1,6721775	
Mq+ (kNm)	1,6875	
Moment de flexion positif max Msd+ (KNm)	3,3596775	
Mg- (kNm)	1,6721775	
Mq- (kNm)	1,6875	
Moment de flexion négatif max Msd- (KNm)	3,3596775	
Fg	2,4773	
Fq	2,25	
Fsd	6,719355	
verification du calcul		
Moment de flexion positif **Mu+/yrp (KNm)**	3,829090909	ok
Moment de flexion négatif **Mu- /yrp (KNm)**	4,850909091	ok
réaction d'appui **Ru/yrp (KN)**	34,54545455	ok
à l'ELS		
$\delta_{s,max}$ (mm)	11,11111111	
$\delta = K \frac{5}{384} p.l^4 \frac{1}{E.Ieff}$	8,192481068	
verification du calcul	ok	

Vérification en phase mixte:		
à l'ELU		
$M_{Ed} = \frac{[\gamma_G \cdot (g_1 + g_2) + \gamma_Q \cdot q] \cdot L^2}{8}$	13,1600775	
position de l'axe neutre : $x_{pl} = \frac{A_p \cdot f_{yp,d}}{0,85 \cdot b \cdot f_{cd}}$	22,10639386	l'axe neutre plastique se trouve dans le béton au dessus de la tole
$f_{yp,d} = \frac{f_{yp,k}}{\gamma_{M0}}$	350	
$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C}$	16,66666667	
$M_{pl,Rd} = A_p \cdot f_{yd} \cdot (d_p - x_{pl}/2)$	33,08582272	ok
Glissement longitudinal, rupture *II* (méthode m et k)		
$V_{L,R} = bd_p(m\frac{A_P}{bL_s} + k)\frac{1}{\gamma_{vs}}$	64,61449334	ok
Vérification de résistance de la dalle à l'effort tranchant, ruine de type III.		
$V_{v.Rd} = b_0 * d_p * \tau_{Rd} * k_v * (1,2 + 40 * \rho)$	52,44963633	ok
VSD	26,320155	

à l'ELS		
fissuration du béton	str non étayée	
$A_{Smin} = 0.002\ b\ h_c$ (mm2/m)	184	treillis 8ϕ espacé 200mm
L'Eurocode 4 permet de s'affranchir du calcul de la flèche si le rapport L/dp est inférieur à 32.		
flèche		
l/dp	17,13796058	ok

- ***Calcul d'une poutre secondaire mixte*** :

portée(m)	6
largeur de la travée(m)	2
épaisseur de la dalle(cm)	15
arges permanentes (KN/m	4,75
arges d'exploitation(KN/m	1,5
nsité de béton armé(KN/r	25
nuance d'acier	355

bac acier :	
épaisseur de la tole t (mm	0,75
paisseur de la dalle h (mm	150
eur totale de bac acie hpr(	58
b1 (mm)	62
b2 (mm)	101
e (mm)	207

paramètre de béton :	C25/30
fck (N/mm²)	25
Ecm (N/mm²)	31000
poids de la dalle (KN/m)	6,31825
pp de la poutre (KN/m)	0,184428
G (KN/m)	16,002678
Q (KN/m)	3
1,35 G+1,5 Q	26,1036153
My,Ed (KN.m)	117,466269
Vz,Ed (KN)	78,3108459

connecteurs :	
diamètre d(mm)	16
teur totale nominale hsc(r	125
nce ultimé en traction fu (N	0,45
nombre de goujons n	29,0
ibre de goujons par nervur	1

bei		0,75
à mi-portée : beff1		1,5
bei		0,75
βi		0,75
au extrémités : beff2		0,5625
istance au cisaillement d'un goujon à te		
kt	1,136251486	
α	1	
Prd (KN)	59,40914002	

	classification de la section		
	fy (N/mm²)	355	
	ϵ	0,81361651	
Ame	calcul de c (mm)	146	
	c/tw	27,5471698	
	72ϵ	58,580389	classe1
semelle	calcul de c (mm)	33,85	
	c/tf	4,23125	
	9ϵ	7,32254862	classe1

degré de connexion		
$\eta = \frac{N_c}{N_{c,f}}$	0,44041025	connexion partielle

Les vérifications dans le tableau ci-dessous sont des vérifications à l'ELU

érification de la résistance à la flexio		
degré minimale de connexion ηmin	0,43	ok
ment de résistance plastique à mi-po		
Mrd (KN.m)	148,7497	
My,Ed/Mrd	0,789691	ok
résistance plastique au cisaillement		
Av,z(mm²)	1130	
Vpl,z,rd (KN	252,8563	
Vz,Ed/Vpl,z	0,309705	ok
érification de voilement par cisailleme		
hw/tw	30,9434	
72 ε/η	58,58039	la vérification du voilement n'est pas requise
ation de la dalle au cisaillement longitu		
ΔFd (KN)	430,501	
hf (mm)	92	
Δx (mm)	3	
$\vartheta_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x}$	1,559786	
v	0,54	
θf	45	
$v f_{cd} \sin(\theta_f) \cos(\theta_f)$	4,022985	OK,empéchement de l'écrasement des elts comprimé dans la semelle béton
pour l'armature transversale		
$\frac{A_{sf} f_{yd}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed}\, h_f}{\theta_f}$ fyd (N/mm2)	434,7826	
sf (mm)	250	
Asf (mm²)	133,652	on prend HA 12

vérification en ELS :

Vérification de la flèche

Poutre	Portée (m)	Beff (cm)	IPE	axe neutre z	Inertie Ia (cm	Aire Aa (cm²)
P01	6	150	180	3,62973262	1317	23,9

Iy (cm4)	flèche (mm)	flèche (mm)	Vérification
34439,61	4,43385076	24	ok

Vérification de la vibration

Poutre	Portée (m)	IPE	Flèche δ (mm	Fréquence f	fréquence pr	Vérification
P01	6	180	4,43385076	8,54834358	3	ok

Vérification des fissures

Poutre	Portée (m)	IPE	Beff (cm)	As utilisé	Asmin (mm²)	Vérification	
P01	6	180	150	133,652015	276	non	on prend alors As=276

Calcul d'une poutre principale mixte

Pour une poutre principale le calcul selon l'EC4 reste le même qu'une poutre secondaire en tenant compte du déversement

Courbe de déversement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta\,\bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{mais} \quad \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1.0 \\ \chi_{LT} \leq \dfrac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases}$$

$$\phi_{LT} = 0{,}5\left[1 + \alpha_{LT}\left(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}\right) + \beta\,\bar{\lambda}_{LT}^2\right]$$

oefficient de réduction de déversemer		
	élancement	0,67080329
	λLt0	0,4
		ok
coefficient de réduction:		
	αLt	0,34
	β	0,75
	ϕLt	0,71477795
	χLt	0,88400064
de moment de résistance au déverser		
	Mb,Rd	179,276936
	My,Ed/Mb,R	2,93161918
		non

Sections transversales	Limites	Courbe de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	***b*** ***c***
Sections en I soudées	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	***c*** ***d***

Calcul d'un poteau mixte

donné:	
hauteur du poteau	3,3
uance d'acier fay (N/mm2	235
Ea	210000
armatures fsy	500
Es	
diametre(mm)	10
Béton fc	25
section(mm)	
bc	250
b	120
cy	65
tw	5
hc	250
h	114
cz	68
tf	8
r	12

Résistance plastique de la section calculée $N_{Pl,Rd}$:(KN) $Npl,Rd = Aa.\frac{fy}{\gamma a} + Ac.\frac{0,85\,fck}{\gamma c} + As\frac{fsk}{\gamma s}$	1522,914369

Vérification de l'applicabilité de la méthode simplifiée :

$\delta = \frac{Aa.fyd}{Npl,Rd}$	0,43009486	verification	ok
Airedes armatures As/Ac	0,53%	verification	non

pour des raison de protection contre le feu , des pourcentage d'armature plus importants peuvent etre utilisés

enrobage de béton		
max cz =0,3h	34,2	non
mac cy =0,4 b	48	non

il est permis d'utiliser un enrobage plus important , mais il convient de l'ignorer dans le calcul

Elancement					
$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{pl.R}}{N_{cr.y}}}$	0,826419005	ok		Lb,y	3300
$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{N_{pl.R}}{N_{cr.z}}}$	0,910824681	ok		Lb,z	3300
				Ea(N/mm2)	210000
				Es(N/mm2)	200000
				Ia,y(mm4)	6062000
$(EI)_{eff} = E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + K_e \cdot E_{c,eff} \cdot I_c$		(Ely)e	2462,881268	Ia,z(mm4)	2309000
		(Elz)e	2027,563607	Ic,y(mm4)	100950000
$N_{cr.y} = \pi^2 (EI_y)_e / L_{b.y}^2$		2229,84611		Ic,z(mm4)	148660000
				Is,y(mm4)	2216713
$N_{cr.z} = \pi^2 (EI_z)_e / L_{b.z}^2$		1835,71774		Is,z(mm4)	2216713
				Ke	0,6
$E_{c,eff} = E_{cm} \cdot \frac{1}{1 + (N_{G,Ed}/N_{Ed}) \cdot \varphi_t}$		12324,8913		Ned(KN)	42,26
				NG,Ed(KN)	27,21
				Ecm(N/mm2)	32164
				coeff fluage φ	2,5

E_a : 210000 N/mm²
E_s : 200000 N/mm²
$I_{a,y}$: 6062000 mm⁴
$I_{a,z}$: 2309000 mm⁴
$I_{c,y}$: $10095 \cdot 10^4$ mm⁴
$I_{c,z}$: $14866 \cdot 10^4$ mm⁴
$I_{s,y}$: 2216713 mm⁴
$I_{s,z}$: 2216713 mm⁴

CISAILLEMENT LONGITUDINAL ENTRE LES COMPOSANTS ACIER ET BETON (ASSEMBLAGE POTEAU/POUTRE)

0,6 N/mm2 pour les profils complètement enrobés de béton;
0,4 N/mm2 pour les profils creux remplis de béton;
0,2 N/mm2 pour les semelles de profils partiellement enrobées de béton;

Vérification de voilement local des parois

Vérification du voilement local			
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}}$	1	verification	ok

en fait pas de verification de voilement pour les poteaux entierement enrobé

cz>max(40mm,b/6)

Calcul de la courbe d'interaction adimensionnelle

$N_{pm,Rd} = \frac{Ac.0,85.fck}{\gamma c}$	845,07227	(KN)

La résistance au cisaillement de l'axe Y est donnée par :

$Vpl,Rd = \frac{Av.fyd}{\sqrt{3}}$	260,50044		vsd y (KN)	0,29
$A_v = 2 \cdot b \cdot t_f$	1920		vsd z (KN)	1,82
Vsd/Vpl,Rd	0,0011132	vérification	ok	

La résistance au cisaillement de l'axe Z est donnée par :

$Vpl,Rd = \frac{Av.fyd}{\sqrt{3}}$	77,336069		
$A_v = h \cdot t_w$	570		
Vsd/Vpl,Rd	0,0235337	vérification	ok

Résistance des poteaux mixtes en compression axiale

$$\phi = 0.5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2\right]$$

Φy	1,154693689	α	1
Φz	1,27021314		
		Nxsd	42,26
		Npl,rd	1522,9144

$$\chi = f(\bar{\lambda}) = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

χy	0,614847709	ok
χz	0,584513429	ok

$$N_{x.sd} \leq N_{by.Rd} = \chi_y \cdot N_{pl.Rd}$$

$$N_{x.sd} \leq N_{bz.Rd} = \chi_z \cdot N_{pl.Rd}$$

vérifcation	ok
vérification	ok

effet de seconde ordre

$\frac{N_{x.Sd}}{N_{cr}} \geq 0.1$	vérification	non	si oui ,on va prendre en considération les effets seconde ordre
$\bar{\lambda} > 0.2(2 - r)$, r∈[-1;1]	vérification	non	si oui ,on va prendre en considération les effets seconde ordre

résistance des sections transversales à une combinaison de compression et de flexion uniaxiale

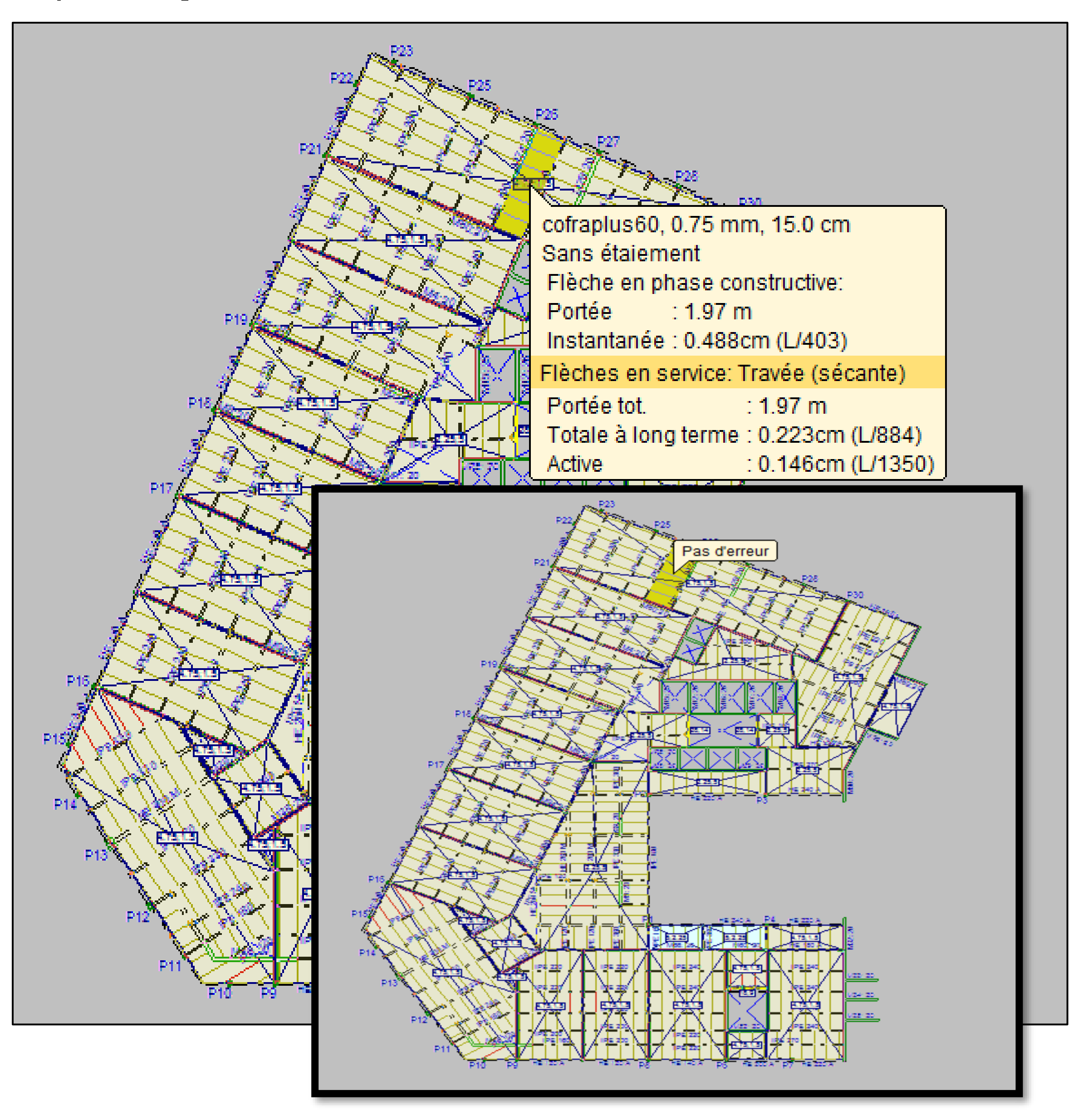
$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y}$	0,0193373	verification	ok
$\frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z}$	0,0213275	verification	ok
$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq 1.0$	0,0406649	verification	ok
$M_{Ed} = k \cdot \left(M'_{Ed} + \frac{1}{\beta} \cdot N_{Ed} \cdot e_0\right)$	0,9923917	y	
$M_{Ed} = k \cdot \left(M'_{Ed} + \frac{1}{\beta} \cdot N_{Ed} \cdot e_0\right)$	0,9674166	z	
$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed}/N_{cr,eff}} \geq 1.0$	ky	1,016747859	ok
	Kz	1,020417037	ok
$e_{0,y} = \frac{L}{200}$	0,0165		
$e_{0,z} = \frac{L}{150}$	0,022		
$\mu_d = \frac{M_{pl,N,Rd}}{M_{pl,Rd}}$	10,142292	y	
	9,9256018	z	
$V_{y,Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,y,Rd}$	0,17	verification	ok
$V_{z,Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,z,Rd}$	1,55	verification	ok

Pour les nuances d'acier de S235 à S355 inclus, il convient de prendre le coefficient α_M égal à 0,9 et, pour les nuances S420 et S460, égal à 0,8.

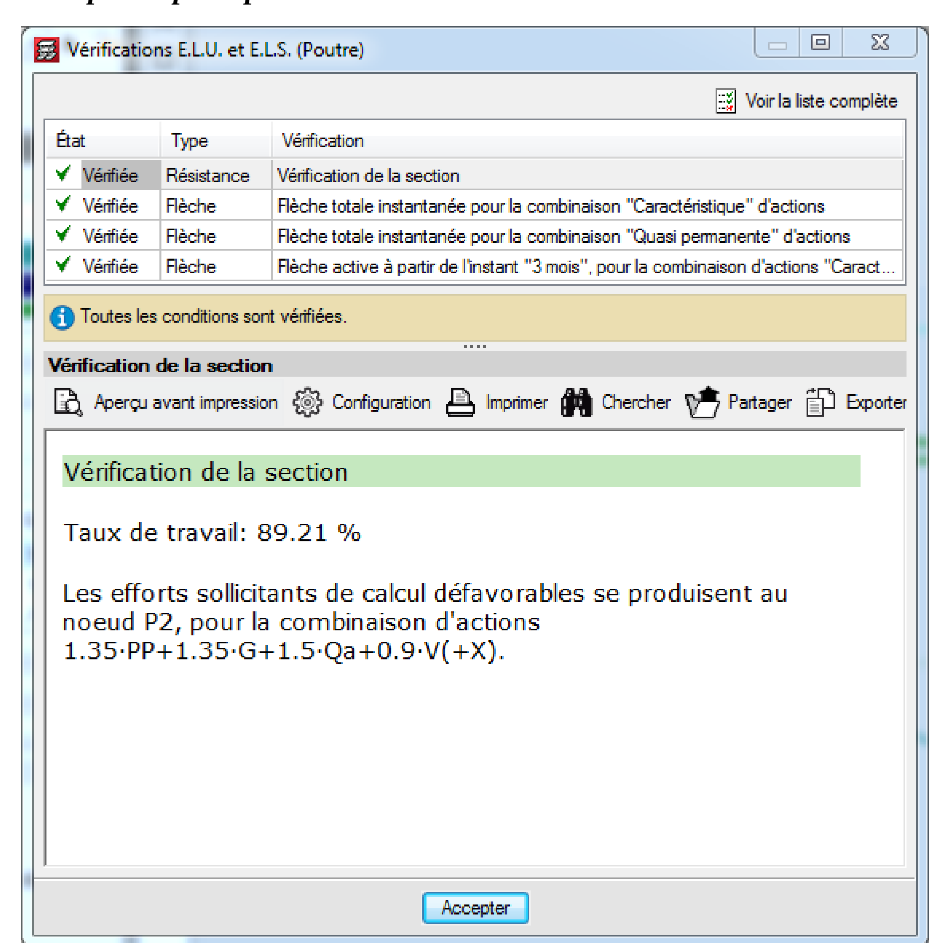
e0,y		m	
e0,z			3
Nsd	36,73	kN	
βx	1		
βy	1		
M'ysd	0,37	kNm	
M'z,sd	0,14	KNm	
αMy	0,9		
αMz	0,9		
Mpl,y,rd	5,06		
Mpl,z,rd	4,57		
Mpl,N,y,rd	51,32		
Mpl,N,z,rd	45,36		
Vpl,y,rd	260,5		
Vpl,z,rd	77,43		

Annexe 2 : calcul de CYPECAD

Vérification du plancher mixte :



Vérification de la poutre principale mixte :



vérification du poteau mixte sous-sols 5 :

